İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BETONARME BİR KONUT YAPISININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇELİK ÇAPRAZLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ali Erdem KULAK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BETONARME BİR KONUT YAPISININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇELİK ÇAPRAZLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ali Erdem KULAK
(0501091162)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Elişan Filiz PİROĞLU

OCAK 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091162 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Ali Erdem KULAK,** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"MEVCUT BETONARME BİR KONUT YAPISININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇELİK ÇAPRAZLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Doç. Dr. Elişan Filiz PİROĞLU** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Doç. Dr. Ercan YÜKSEL** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Yrd.Doç.Dr. Nilgün AKTAN Yıldız Teknik Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **17 Aralık 2012**
Savunma Tarihi : **22 Ocak 2013**

Eşime ve oğluma,

ÖNSÖZ

Dünyanın en tehlikeli deprem kuşaklarından birinde yer alan ülkemizde, mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi çalışmaları oldukça hız kazanmıştır. Bu çalışmaların neticesinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY,2007)'de Bölüm 7 hazırlanmıştır.

Bu tez çalışmasında DBYBHY (2007)'de yer alan mevcut binaların artımsal itme analizi ile mevcut bir yapının performans değerlendirilmesi yapılmış ve yapı merkezi ve dış merkezi çelik çaprazlı perdelerle güçlendirilmiştir.

Tez çalışmam süresince desteğini, bilgi ve birikimini benden esirgemeyen danışmanım Doç. Dr. Elişan Filiz PİROĞLU'na teşekkür ederim.

Mesleki deneyimimin gelişmesinde büyük emeği bulunan İnş. Müh. Niyazi PARLAR'a ve PARLAR Mühendislik çalışanlarına teşekkürü bir borç bilirim.

Tez çalışmam sırasında beni yalnız bırakmayan İnş. Yük. Müh. Barış ŞAHİN'e, değerli SEYAŞ SEY Mim. Müh. Müş. A.Ş çalışanlarına ve göstermiş olduğu sabırdan dolayı eşim Irmak KULAK'a teşekkür ederim.

Desteklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Aralık 2012

Ali Erdem Kulak
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xiii**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xvii**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xix**
ÖZET ..... **xxiii**
SUMMARY ..... **xxv**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Konu 1
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar 2
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı 3
2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN TEORİYE GÖRE STATİK VE DİNAMİK HESABI **5**
2.1 Yapı Sisteminin Doğrusal Olmayan Davranışı 5
2.1.1 Çözümü sağlaması gereken koşullar 6
2.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri 6
2.1.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı 7
2.2 İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları 10
2.2.1 Malzeme şekildeğiştirme özellikleri 10
2.2.2 İdeal malzemeler 11
2.2.3 Yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları 12
2.2.4 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları 13
2.2.2.1 Betonarme kiriş/kolonlar 17
2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı 19
2.3.1 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali 20
2.3.2 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali 20
2.3.3 Plastik mafsal hipotezi 20
2.3.4 Yük artımı yöntemi 25
2.4 Binaların Deprem Davranışı 27
2.4.1 Yapı sistemlerinde sönüm 27
2.4.2 Yapı sistemlerinde süneklik 28
2.4.3 Sargı etkisi ve önemi 28
2.4.4 Mander modeli 31
3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME **35**
3.1 Binalardan Bilgi Toplanması 36
3.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri 36
3.2.1 Kesit hasar sınırları 37

3.2.2 Kesit hasar bölgeleri 37
3.3 Bina Deprem Performans Düzeyleri 38
3.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi 38
3.3.2 Can güvenliği performans düzeyi 38
3.3.3 Göçme öncesi performans düzeyi 39
3.3.4 Göçme durumu 40
3.4 Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri 40
3.5 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri 40
3.6 Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri 41
3.6.1 Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kuralları 42
3.6.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri 44
3.6.3 Tanım 44
3.6.4 Artımsal itme analizi ile performans değerlendirilmesinde izlenecek hesap adımları 44
3.6.5 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi 45
3.6.6 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi 47
3.6.7 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi 52
3.6.8 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 53
4. SAYISAL İNCELEMELER 55
4.1 Taşyıcı Sistem Modeli 55
4.2 Bina Bilgileri 56
4.2.1 Mevcut malzeme dayanımının tespiti 56
4.2.2 Zemin etüdü 56
4.2.3 Boyutlandırmada esas alınan yükler 56
4.3 Mevcut Taşıyıcı Sistemin Performansının Belirlenmesi 57
4.3.1 Kabuller 57
4.3.2 Çatlamış kesite ait eğilme rijitliklerinin tanımlanması 58
4.3.3 Kiriş ve Kolonlarda Yığılı Plastik Davranışın Tanımlanması 61
4.4 Artımsal İtme Analizi 62
4.4.1 Düşey yükler altında doğrusal olmayan statik analiz 62
4.4.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi 62
4.4.3 Kirişler için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı 69
4.4.4 Kolonlar için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı 73
4.4.5 Kiriş ve kolon için kesme kuvveti kapasitesi kontrolü 75
4.5 Bina Performans Değerlendirmesi 75
5. GÜÇLENDİRME TASARIMI 79
5.1 Kabuller 79
5.2 Performansa Dayalı Tasarımda Fema Yaklaşımı 79
5.2.1 Yapısal performans seviyeleri 81
5.2.2 Yapısal olmayan performans seviyeleri 82
5.2.3 Yapı performans seviyeleri ve aralıkları 82
5.3 Merkezi Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Betonarme Yapının Performans Analizi 83
5.3.1 İtme eğrisinin elde edilmesi 84
5.3.2 Modal kapasite diyagramının belirlenmesi 84
5.3.3 Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı 85
5.3.4 Merkezi çelik çaprazlar 86
5.3.5 Analiz sonrası merkezi çelik çaprazların hasar seviyesi 88

5.3.6 Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş betonarme yapının performans durumu 90
5.3.6.1 Betonarme kolonlar 90
5.3.6.2 Betonarme kirişler 90
5.4 Dış Merkez Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Betonarme Yapının Performans Analizi 90
5.4.1 İtme eğrisinin elde edilmesi 91
5.4.2 Modal kapasite diyagramının belirlenmesi 91
5.4.3 Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı 92
5.4.4 Dış merkez çelik çaprazlar 93
5.4.5 Analiz sonrası dış merkez çelik çaprazların hasar seviyesi 94
5.4.6 Dış merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş betonarme yapının performans durumu 97
5.4.6.1 Betonarme kolonlar 97
5.4.6.2 Betonarme kirişler 97
6. SONUÇ VE ÖNERİLER 99
KAYNAKLAR 101
ÖZGEÇMİŞ 103

KISALTMALAR

ABYYHY : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ASCE : American Society of Civil Engineers
ATC : Applied Technology Council
BHB : Belirgin Hasar Bölgesi
BSSC : Building Seismic Safety Council
CG : Can Güvenliği
DBYBHY : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EERC-UCB : Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
FEMA : Federal Emergency Management Agency
AEDYY : Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
GB : Göçme Bölgesi
GÇ : Göçme Sınırı
GÖ : Göçme Öncesi
GV : Güvenlik Sınırı
HK : Hemen Kullanım
İHB : İleri Hasar Bölgesi
MHB : Minimum Hasar Bölgesi
MN : Minimum Hasar Sınırı
NEHRP : National Earthquake Hazards Reduction Program
SAP2000 : Structural Analysis Program 2000
TS-500 : Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TGD-1 : Temel Güvenlik Depremi 1
TGD-2 : Temel Güvenlik Depremi 2
XTRACT : Cross-sectional X Structural Analysis of Components

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri 7
Çizelge 3.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları..... 36
Çizelge 3.2 : Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefi 41
Çizelge 4.1 : Etkin eğilme rijitliklri..... 59
Çizelge 4.2 : Kütle katılım oranları 63
Çizelge 4.3 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler 65
Çizelge 4.3 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler 65
Çizelge 4.4 : +X yönü modal kapasite diyagramının koordinatları..... 65
Çizelge 4.5 : +Y yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler 66
Çizelge 4.6 : +Y yönü modal kapasite diyagramının koordinatları..... 66
Çizelge 4.7 : +X yönü depremde kolon hasar seviyeleri..... 76
Çizelge 4.8 : +X yönü depremde kiriş hasar seviyeleri..... 76
Çizelge 5.1 : FEMA-356'da tanımlanan deprem hareketleri ve ortalama dönüş periyotları 80
Çizelge 5.2 : Fema-356'da belirtilen yapı performans hedeflerinin sınıflandırılması 80
Çizelge 5.3 : Yapısal performans seviyeleri..... 81
Çizelge 5.4 : Yapısal performans aralıkları 81
Çizelge 5.5 : Yapısal olmayan performans aralıkları 82
Çizelge 5.6 : Hedeflenen yapı performans seviyesi ve aralıkları 83
Çizelge 5.7 : Bina etkin modları..... 83
Çizelge 5.8 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler 84
Çizelge 5.9 : +X yönü modal kapasite diyagramının koordinatları..... 84
Çizelge 5.10 : Betonarme kolonların hasar yüzdeleri..... 90
Çizelge 5.11 : Betonarme kirişlerin hasar yüzdeleri..... 90
Çizelge 5.12 : Bina etkin modları..... 91
Çizelge 5.13 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler 92
Çizelge 5.14 : +X yönü modal kapasite diyagramının koordinatları..... 92
Çizelge 5.15 : Betonarme kolonların hasar yüzdeleri..... 97
Çizelge 5.16 : Betonarme kirişlerin hasar yüzdeleri..... 97

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi -yerdeğiştirme bağıntıları. 8
Şekil 2.2 : Dış kuvvetlerin etkisindeki katı cisim. 10
Şekil 2.3 : Şematik yük parametresi - şekildeğiştirme diyagramı. 10
Şekil 2.4 : İdeal malzemeler. 11
Şekil 2.5 : Beton çeliğinde σ-ε diyagramı. 12
Şekil 2.6 : Beton çeliğinin σ-ε diyagramının idealleştirilmesi. 12
Şekil 2.7 : Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ-ε diyagramı. 13
Şekil 2.8 : Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler. 14
Şekil 2.9 : Bünye denklemlerinin eğri grupları halinde gösterilimi. 15
Şekil 2.10 : Akma eğrisi (Karşılıklı etki diyagramı). 16
Şekil 2.11 : Basit eğilme halinde eğilme momenti – eğrilik diyagramı. 16
Şekil 2.12 : Betonarme kesitlerde *(M – χ)* diyagramı. 18
Şekil 2.13 : Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (Akma Eğrisi). 19
Şekil 2.14 : Eğilme-momenti eğrilik diyagramı. 21
Şekil 2.15 : Doğrusal olamayan şekildeğiştirmeler. 22
Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısı. 23
Şekil 2.17 : Plastik mafsal boyu. 24
Şekil 2.18 : Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı. 25
Şekil 2.19 : Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları. 26
Şekil 2.20 : Sargılı ve sargısız betonların σ-ε ilişkileri. 29
Şekil 2.21 : Moment-eğrilik diyagramı (etriye aralığı sabit, eksenel yük değişken). 30
Şekil 2.22 : Plastik dönme kapasitesinin eksenel yük ile değişimi. 30
(s=20 cm etriye aralığı için) 30
Şekil 2.23 : Eğrilik sünekliğinin eksenel yük ile değişimi. 30
(s=20 cm etriye aralığı içiin) 30
Şekil 2.24 : Mander beton modeli 32
Şekil 2.25 : Kesitte ve boyuna doğrultuda etkin sargı alanının hesaplanması. 33

Şekil 3.1 : Kesit hasar bölgeleri. 37
Şekil 3.2 : Eğilme momenti-plastik dönme bağıntıları. 47
Şekil 3.3 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \geq T_{B.}$ 50
Şekil 3.4 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_{B.}$ 51
Şekil 3.5 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_{B.}$ 52
Şekil 4.1 : Taşıyıcı sistem planı. 56
Şekil 4.2 : 120/40 kiriş kesitine ait Xtract modeli. 61
Şekil 4.3 : 120/40 kiriş kesitine ait moment eğrilik grafiği (M-Alt). 61
Şekil 4.4 : 120/40 kiriş kesitine ait moment eğrilik grafiği (M-Üst). 56
Şekil 4.5 : 70/70 kolon kesitine ait Xtract modeli. 62

Şekil 4.6 : 70/70 kolon kesitine ait karşılıklı etki diyagramı. 62
Şekil 4.7 : X doğrultusu statik itme eğrisi. 64
Şekil 4.8 : Y doğrultusu statik itme eğrisi 64
Şekil 4.9 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı 65
Şekil 4.10 : Y doğrultusu modal kapasite diyagramı. 66
Şekil 4.11 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu 67
Şekil 4.12 : +X yönü itme analizinde sistemde son adımda oluşan plastik mafsalla. 68
Şekil 4.13 : +Y yönü itme analizinde sistemde son adımda oluşan plastik mafsallar 69
Şekil 4.14 : Kesit analizi için kullanılan beton modeli. 70
Şekil 4.15 : Kesit analizi için kullanılan çelik modeli 71
Şekil 4.16 : Xtract programında 120/40 kiriş kesitine ait matematiksel model 71
Şekil 4.17 : Eğilme analizi kolon modeli (70x70 cm), 16Φ20 74
Şekil 4.18 : S101 kolonuna ait eksenel kuvvet – toplam eğrilik ilişkisi. 74
Şekil 5.1 : +X deprem doğrultusu itme eğrisi 84
Şekil 5.2 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı 85
Şekil 5.3 : A-D aks görünüşleri 87
Şekil 5.4 : D aksı merkezi çelik çapraz hasar aralıkları 88
Şekil 5.5 : A aksı merkezi çelik çapraz hasar aralıkları 88
Şekil 5.6 : Kapasite eğrisi üzerinde performans aralıkları 89
Şekil 5.7 : +X deprem doğrultusu itme eğrisi 91
Şekil 5.8 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı 92
Şekil 5.9 : A-D aks görünüşleri 94
Şekil 5.10 : D aksı dış-merkez çelik çapraz hasar aralıkları. 95
Şekil 5.11 : A aksı dış-merkez çelik çapraz hasar aralıkları 95
Şekil 5.12 : Kapasite eğrisi üzerinde performans aralıkları 96

SEMBOL LİSTESİ

A_o : Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c : Kolon veya perdenin brüt enkesit alanı
A_s : Boyuna donatı alanı
a : İvme
a_o : Kütle orantılı sönüm katsayısı
a_1 : Rijitlik orantılı sönüm katsayısı
$a_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen, birinci moda ait modal ivme
ai : Kesit çevresindeki boyuna donatının eksenleri arasındaki uzaklık
a_{y1} : Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b_o, h_o : Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutları
bw : Kirişin gövde genişliği
C_{R1} : Birinci moda ait spektral yerdeğiştime oranı
c : Yapı sönüm katsayısı
d : Kirişin veya kolonun faydalı yüksekliği
$d_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen, birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
$(EI)_o$: Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği
$(EI)_e$: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
E_c : Beton elastisite modülü
E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülü
e : Güvenlik katsayısı
f_c : Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc} : Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ck} : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cm} : Mevcut beton dayanımı
f_{co} : Sargısız beton basınç dayanımı
f_{ctm} : Mevcut betonun çekme dayanımı
f_e : Etkili sargılama basıncı
f_{ex}, f_{ey} : İlgili doğrultulardaki etkili sargılama basınçları
$f_s(\dot{u},\ddot{u})$: Doğrusal elastik olmayan sistemde harekete karşı koyan kuvvetin ifadesi
f_{yw} : Enine donatının akma dayanımı
g : Yerçekimi ivmesi
H_i : Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği)
H_N : Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği)
H_w : Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen

toplam perde yüksekliği

h_i : Binanın i'inci katının kat yüksekliği

I : Bina önem katsayısı

$K_1(M,N,T)$: Akma (kırılma) koşulunun kesit zorları cinsinden ifadesi

$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma)$: Akma (kırılma) koşulunun birim şekildeğiştirmeler cinsinden ifadesi

L_0 : Beton kesitinin dış çekme lifinde çatlakların başladığı sınır durum

L_1 : Betonda plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır durum

L_2 : Eğilme momentinin artarak betonarme kesitin taşıma gücüne eriştiği durum

l : Bir cisim üzerindeki herhangi iki nokta arasındaki uzaklık

l_p : Plastik mafsal boyu

ℓ_w : Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu

M_{L1} : L_1 durumuna karşı gelen eğilme momenti değeri

M_{L2} : L_2 durumuna karşı gelen eğilme momenti değeri (=Mp)

M_{Lo} : L_0 durumuna karşı gelen eğilme momenti değeri

M_p : Kesitin taşıyabileceği maksimum eğilme momenti

M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle

m : Kütle

N_D : Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolonda veya perdede oluşan eksenel kuvvet

N_{ob} : Moment sıfır iken kesitin taşıyabileği maksimum basınç kuvveti

$N_{oç}$: Moment sıfır iken kesitin taşıyabileği maksimum çekme kuvveti

P-Δ : Yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntısı

P : P_i dış kuvvetlerinin büyüklüğünü tanımlayan yük parametresi

P_B : Burkulma yükü

P_{cr} : Kritik yük

P_G : Göçme yükü

P_i : Orantılı şekilde artan dış yükler

P_L : Limit yük

P_{L1} : Birinci mertebe limit yük

P_{L2} : İkinci mertebe limit yük

p(t) : Dinamik yük

R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

R_a : Deprem yükü azaltma katsayısı

R_{y1} : Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı

$S_{ae}(T)$: Elastik spektral ivme

$S_{ae1}(1)$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme

$S_{de1}(1)$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme

S_{di1} : Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğişme

s : Etriye aralığı

T_1 : Binanın 1. doğal titreşim periyodu

$T_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu

T_A, T_B : Spektrum karakteristik periyodları

t : Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi

u : Kesitin çubuk ekseni doğrultusundaki boy değiştirmesi

u : Yerdeğiştirme

$\dot{u}$: Hız

$\ddot{u}$: İvme

u_i : i zaman adımında bilinen yerdeğiştirme

$\dot{u}_i$: i zaman adımında bilinen hız

$\ddot{u}_i$: i zaman adımında bilinen ivme

u_{i+1} : i+1 zaman adımında elde edilen yerdeğiştirme

$\dot{u}_{i+1}$: i+1 zaman adımında elde edilen hız

$\ddot{u}_{i+1}$: i+1 zaman adımında elde edilen ivme

$\ddot{u}_g(t)$: Mesnet titreşim ivmesi

$u_{xN1}^{(i)}$: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme

$u_{xN1}^{(p)}$: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi

$u(t)$: Yerdeğiştirme vektörü

V_e : Kolon, kiriş, perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti

V_i : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme kuvveti

V_r : Kolon, kiriş, perdede kesitin kesme dayanımı

$V_{x1}^{(i)}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti

v : Kesitin çubuk eksenine dik doğrultudaki şekildeğiştirmesi

W : Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

w_i : Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

β_v : Perdede kesme kuvveti için dinamik büyütme katsayısı

Γ_{x1} : x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

γ : Birim kayma şekildeğiştirmesi

γ, β : Newmark Yöntemi'nde çözümün stabilitesini sağlayan parametreler

Δl : l uzaklığının uygulanan dış yüklerden dolayı değişimi

$\Delta l_{P1}, \Delta l_{P2}$:Yükleme-boşaltma eğrileri arasında kalan doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler

ε : Birim boy değişmesi

ε_{co} : Betonda plastik şekildeğiştimelerin başladığı şekildeğiştirme sınırı

ε_{cu} : Sargılı betondaki maksimum basıç birim şekildeğiştirmesi

ε_e : Beton çeliğinin akma şekildeğiştirmesi

ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi

η_{bi} : Burulma düzensizliği katsayısı

θ : Etkin sargılanma alanının belirlenmesi için gerekli olan açı

θp : Plastik dönme istemi

λc : Sargılı beton basınç dayanımı ile sargısız beton basınç dayanımı arasındaki ilişkiyi kuran bir katsayı

ξi : i. moda ait modal sönüm oranı

ξj : j. moda ait modal sönüm oranı

ρ_s : Enine donatının toplam hacimsel oranı

ρ_x, ρ_y : İlgili doğrultulardaki enine donatı hacimsel oranı

σ_e : Beton çeliğinin akma gerilmesi

σ_k : Beton çeliğinin kopma gerilmesi

σ_p : Beton çeliğinin orantılılık sınırı gerilmesi

Φ_p : Plastik eğrilik istemi

Φ_t : Toplam eğrilik istemi

Φ_{xN1} : Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Φ_y : Eşdeğer akma eğriliği

φ : Kesitinin dönmesi

$\varphi_{p,maks}$: Plastik mafsalın dönme kapasitesi

χ : Birim dönme (eğrilik)

χ_{Lo} : L_0 durumuna karşı gelen birim dönme (eğrilik) değeri

χ_{L1} : L_1 durumuna karşı gelen birim dönme (eğrilik) değeri

χ_{L2} : L_2 durumuna karşı gelen birim dönme (eğrilik) değeri

χ_p : M_p momentine karşılık gelen birim dönme (eğrilik)

χ_u : Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik

χ_y : Çekme donatısının akmaya başlaması ve ya betondaki birim kısalmanın ε_{co} sınırı değerine ulaşması durumundaki eğrilik

$\omega_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) birinci (deprem doğrultusunda hâkim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans

ω_i : i. moda ait moda ait doğal frekans

ω_j : j. moda ait moda ait doğal frekans

MEVCUT BETONARME BİR KONUT YAPISININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇELİK ÇAPRAZLARLA GÜÇLENDİRİLMESİ

ÖZET

Mevcut yapıları depreme karşı güvenli hale getirmek için çeşitli güçlendirme metodları kullanılmaktadır. Bu metodlar kullanılmadan önce mevcut yapının performans değerlendirilmesi doğrusal veya doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile yapılmaktadır. Performans değerlendirilmesi yapıldıktan sonra yapının kullanım amacını ve mimari özelliklerini en az etkileyecek güçlendirme yöntemi seçilmektedir. Güçlendirme safhasında da kullanılması gereken yapıları, fonksiyonlarını engellemeden güçlendirmek için dünyada giderek yaygınlaşan bir anlayışla çelik çaprazlar kullanılmaktadır.

Altı bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, konunun açıklanmasına ve konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine ayrılmış, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin statik ve dinamik etkiler altındaki doğrusal olmayan davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan yapı sistemlerinin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir. Bu bölümde, malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme kesitlerin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiş, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsal hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır. İlerleyen kısımlarda, doğrusal elastik olmayan sistemlerin deprem davranışı üzerinde durulmuş, binaların deprem davranışında önemli rolü olan süneklik ve sünekliğe katkı sağlayan sargı etkisi gözden geçirilmiştir.

Üçüncü bölümde, yapıların performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesi hakkında bilgi verilmektedir. Bu bölümde, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan kesit hasar düzeyleri, performans seviyeleri ve çoklu performans hedefleri özetlenmiştir. Ek olarak, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden olan ve bu çalışmada kullanılan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, sayısal incelemeler ve hesaplarda izlenen yollar yer almaktadır. Bu bölümde, dikkate alınan binanın deprem performansı doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak belirlenmiştir. Binanın deprem performansı değerlendirmesinde, 2007 Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile kesit hasar bölgeleri, taban kesme kuvvetleri ve tepe noktası yatay yerdeğiştirmeleri belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, güçlendirme hesabında kullanılacak kabuller, kullanılan çelik çapraz türleri açıklanmıştır. Performansa dayalı tasarımda Fema yaklaşımına değinilmiştir. İlerleyen bölümlerde güçlendirmede kullanılan merkezi çelik çaprazlar ve dış merkez çelik çaprazlardan sonra betonarme yapının performans analizi tekrar edilmiştir.

Altıncı bölüm, bu çalışmada varılan sonuçları kapsamaktadır. Çalışmanın başlıca özellikleri, sayısal sonuçlarının değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF AN EXISTING REINFORCED CONCRETE STRUCTURE AND STRENGTHENING WITH STEEL BRACES

SUMMARY

Various strengthening methods have are being applied for existing structures to make them safe against earthquake. The seismic performance of structures may be assessed by means of either linear or nonlinear methods before applying strengthening methods. Following assessment of eartquake performance of the structure, strengthening methods that have the least impact on the purpose of its usage and architectural properties. Steel bracing is worldwide becoming an increasingly common approach in strengthening structures without hindering their functions. This kind of strengthening is very usefull for schools, factories, hospitals and government buildings.

The assessment of the reinforced concrete structure is done according to Turkish Earthquake code 2007. In the first section, general information is given about topic, aim and the scope of the study. The nonlinear behavior of the structure is explained in the next chapter. Second chapter gives the technical background of nonlinear analysis. The third chapter deals with performance based design and assessment of structure. Performance levels and pushover analysis is explained in this chapter.

Structure modal and information of building is studied in the fourth chapter. The assessment of reinforced concrete structure is done at the end of this section. Strengthening design is explained at chapter five. Two different steel brace types are explained in this section for strengthening design. Finally in the sixth chapter, results are given. Detailed summaries of each chapter are explained below.

In the first section of this Master of Science thesis comprising six sections is assigned to description of the subject and review of the studies related to subject and provide information on the objective and scope of the study. The meaning and the history of performance based design is mentioned in this section. Milestones of this Master of Science thesis is also given at the end of section one.

In chapter two, the nonlinear static and dynamic behaviour of structural systems are reviewed and nonlinear analysis methods are investigated. In this chapter the internal force-deformation relationships of reinforced concrete sections with material nonlinearity are given and the basic principles of plastic hinge theory and the load incremens method based on this theory are explained.

The reasons of being nonlinear of structural systems are discussed. In section 2.3, design of nonlinear (in terms of material) reinforced concrete systems are studied. The nonlinear behavior of systems under external loads are mentioned and tabulated.

In the following sections, dynamic behaviour of nonlinear systems, dynamic equilibrium equations and controlling parameters are discussed, and ductility concept and confinement effect, which have significant role in seismic behaviour of structural systems are presented. In the last section of chapter 2, behavior of buildings under earthquake loads are mentioned in terms of, damping, ductility. Mander concrete modal is explained for having a reinforced concrete structure.

The third chapter gives a general information on performance based design and assessment of structures. In section 3.1, gathering information of an existing building is explained according to Turkish Earthquake Code 2007. In chapter 3.2 the sectional damage limits, in section 3.3 building performance levels and multiple performance objectives are stated and explained according to 2007 Turkish Earthquake Code. Section 3.4 deals with the earthquakes, which will be considered during the assessment of structure.

After this section, performance aim is discussed for different structure types. In the last section, one of the nonlinear methods, incremental equivalent earthquake load method is explained. The milestones of push-over analysis are mentioned in section 3.6.4.

In the fourth chapter, seismic performance of the structure is evaluated according to the non-linear elastic methods. The structural system is explained in section 4.1.

Considered structural system has seven stories with height of 3.5 m. In X direction, it has 4 bays with a span length of 7.00m and it has 3 bays in Y direction with a span length of 7.00m and 4.00m. The concrete quality of considered structure is BS 17 and STIII-a reinforcement bars used. The bearing system consists of moment frames in both directions. Thera are four very rigid shear-walls in Y direction. X direction is more slender than Y direction because of not having any shear-walls at X direction. Before analysis, it is expected that X direction would be weaker than Y direction.

The building is considered to place in first degree earthquake zone. According to Turkish Eartquake Code 2007, soil class is Z3. Structure is used as residantal building so performance objective is life safety under D2 earthquake according to Turkish Earthquake Code 2007. The building mode in X direction is 2.067s and 0.75s in Y direction. The difference between modes are because of having four very rigid shear walls at Y direction.

Firstly, building analyzed under gravity loads. The result of this analysis is considered initial condition of pushover alaysis. The roof displacement demand is 51 cm for X direction and 0.17 cm for Y direction. The building is pushed until top displacement reached these values.

The base shear forces, lateral displacements of its peak point and the seismic performances of the building is determined in conformance with incremental equivalent earthquake load method defined in the 2007 Turkish Seismic Code.

As a result of pushover analysis, building could not achieve the life-safety performance at X direction because of having very big top displacement demand.

In the fifth chapter, assumptions to be employed in strengthening calculations and type of steel bracings to be used are explained. Performance based design approach of FEMA is mentioned. Performance objectives are discussed according to FEMA 356.

It is aimed to reduce the displacement demand of system during strengthening phase. Two type of steel bracing used in strengthening design. First one is concentric steel braces, second one is eccentric steel braces. These braces are placed in X direction in order to reduce the X direction top displacement demand of structure.

In the following sections, performance analysis of the reinforced concrete structure is repeated after strengthening by concentric and eccentric steel braces.

System solved under gravity loads and this analysis considered initial condition of push-over analysis. Plastic hinge properties which described in FEMA 356 for steels are assigned to steel braces.

By using the concentric braces top displacement demand of structure is reduced to 0.17 cm in X direction. Structure achieved to reach life-safety performance under D2 earthquake. Steel members are observed to reach collapse prevention performance.

After using concentric braces, system analyzed once again for eccentric steel braces. The top displacement demand is reduced from 0.51 cm to 0.23 cm in X direction. Structure achieved to reach life-safety performance under D2 earthquake. Steel members are observed to reach collapse prevention performance.

The sixth chapter contains the results reached in this study. The basic features of the study, the assessment of the numerical results and the posssible extensions of the study are presented in this chapter.

It is shown that a structure,one direction is weaker than the other direction, can be strengthened with steel braces. Both type of steel braces are reduced the top displacement demand of structure. After a strong earthquake steel braces can be switched with new ones and can show same performance again. It is strongly recommended that solve the structural irregularities of structure before strengthening phase.

Concentric braces are more effective than the eccentric braces for strengthening in one direction. The joint points of where steel braces anchorage to concrete is very curicial and need to be designed carefully. It is very important to mantle these points if concrete quality is poor.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Son yıllarda performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımının ortaya konulması ile, yapıların doğrusal olmayan davranışların gözönüne alan ileri hesap yöntemleri üzerindeki çalışmalar hız ve önem kazanmıştır. Amerika Birleşik Devletleri'nde temelleri atılan bu kavram, genel anlamda bir yapı sisteminin, belirli bir deprem etkisi altında, bir performans düzeyi öngörülerek tasarımı ve değerlendirmesi olarak düşünülebilir. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımında, esas alınan bir deprem etkisi için yapının plastik şekildeğiştirme isteminin belirlenmesi ve bu istem gözönünde tutularak, yapı elemanlarının hasar düzeyinin kontrol edilmesi öngörülmektedir. Böylece farklı deprem etkileri altında, hedeflenen performans düzeyine sahip olan yapı tasarımı yapılabilmekte veya mevcut bir yapının performans düzeyi değerlendirilebilmektedir, [1,2].

Binaların deprem etkileri altındaki plastik şekildeğiştirmelerinin belirlenebilmesi için, yapı sistemlerinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan davranışının gözönüne alındığı statik ve dinamik analiz yöntemlerinin kullanılması gerekmektedir. Doğrusal olmayan analiz için uygulanmakta olan önerilen başlıca yöntemler, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi ve statik itme analizidir. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri, yapıların deprem etkileri altındaki davranışının gerçeğe en yakın olarak belirlenebildiği yöntemlerdir. Bu yöntemler genel olarak, gözönüne alınan deprem yer hareketlerine ait ivme kayıtları için, atalet kuvvetlerinin değişimini ve sönümü de içererek yapının zaman tanım alanında hesabını öngörmektedir. Ancak bu yöntemlerin, uygun yer hareketi kaydının elde edilmesi, yapı elemanlarının çevrimsel davranış modellerinin oluşturulması ve uzun hesaplama zamanı gerektirmesi gibi zorlukları nedeniyle, bunlara oranla daha basitleştirilmiş olan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri pratikte daha çok uygulama alanı bulmaktadır. Doğrusal-elastik olmayan hesap yöntemleri, genel olarak belirli sabit düşey yükler ve deprem etkilerini temsil eden

artan yatay yükler altında, malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre yapının yatay kuvvet-tepe yer değiştirmesi bağıntısının belirlenmesini esas almaktadır, [3]. Yöntem, yapının temel titreşim moduna karşı gelen atalet kuvvetleri dağılımını veya yönetmeliklerde öngörülen eşdeğer deprem yükü dağılımını kullanmaktadır. Bu dağılımdaki yükler, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılarak analiz yapılmaktadır. Bu yük dağılımlarının monoton olarak arttırılmasını esas alan yaklaşımların planda ve düşey düzlemde düzensizliği bulunmayan az katlı yapılar için gerçek davranışa oldukça yakın sonuçlar verdiği bilinmektedir. Buna karşılık, çok katlı düzenli yapılar üzerindeki araştırmalar söz konusu yaklaşımların gerçek yapı davranışını belirlemede yetersiz kalabildiğini göstermektedir. Bunun nedeni, temel titreşim modu dışındaki yüksek modların da sistem davranışında etkin olması ve deprem sırasında oluşan atalet kuvvetlerinin depremin özelliklerine ve yapıdaki plastikleşmenin düzeyine bağlı olarak sürekli değişim göstermesidir, [4-8].

1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar

Şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır, [9].

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 [10] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 356 yayınları [11,12] hazırlanmıştır. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi başlatılmış ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [13] yayınlanmıştır. Bu araştırma ve çalışmaların sonuçları

ASCE tarafından hazırlanan ASCE 41-06 standardında yer almıştır [14]. Bu organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır. Diğer taraftan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da [15], mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesini ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalar bir gereksinim haline gelmiştir. Nitekim, bu gereksinime cevap vermek amacıyla, o tarihte yürürlükte olan 1998 Türk Deprem Yönetmeliği'ne mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi çalışmaları yürütülmüş ve bu çalışmaların sonucunda 2007 Deprem Yönetmeliği [16] hazırlanmıştır.

1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın kapsamı, ülkemizdeki orta yükseklikli (7 katlı) mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen perdeli/çerçeveli bir yapı sistemi üzerinde,mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'*nin uygulanması, değerlendirilmesi ve incelenen betonarme binanın alternatif bir güçlendirme yöntemi olan çelik çaprazlarla güçlendirilmesidir.

Bu amaçla, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaların bir bölümünü temsil etmek üzere seçilen ve olası malzeme yetersizlikleri ile uygulama kusurlarını içeren perdeli/çerçeveli bina üzerinde, doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bir sayısal inceleme gerçekleştirilmiş, sonuçları değerlendirilmiş ve mevcut yapı iki farklı çelik çapraz tipiyle güçlendirilmiştir.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır;

a) Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme yapı sistemlerinin statik ve dinamik hesap yöntemleri ile yapısal sistem ve davranışına etkisi olan parametrelerin incelenmesi.

b) Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin gözden geçirilmesi.

c) Sayısal incelemelere esas oluşturan taşıyıcı sistem modelinin belirlenmesi.

d) Belirlenen sisteme, 2007 Deprem Yönetmeliği'nde yer alan doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanarak kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi.

e) Sistemin çelik çerçeveler ile güçlendirerek istenilen deprem performans düzeyinin sağlanması.

f) Elde edilen sonuçların açıklanması.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN TEORİYE GÖRE STATİK VE DİNAMİK HESABI

2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal veya doğrusala yakın davranış gösterirler. İşletme yükleri altında doğrusal olmayan davranış sergileyen yapı sistemleri arasında narin yapılar ve elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri) doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yüklerini aşarak yapı sisteminin taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve narin yapıların yerdeğiştirmeleri çok küçük varsayılamayacak değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve sistem analizi bakımından doğrusal teoriye dayanan tasarım yaklaşımlarında (çelik yapıların emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımı ve betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılması ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlanması amacıyla moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, yapı sisteminin doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile gözönüne alınmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını ve deprem enerjisinin sönümlenmesini hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir.

Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitelerini gözönüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu

durumlarda geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından izlenebilmesi ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durumla karşılaşılmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek, sistem davranışını gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin doğrusal olmayan teoriye göre analizidir.

2.1.1 Çözümün sağlaması gereken koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında hesabı (analizi) ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir [19,20].

1- Bünye denklemleri: Malzemenin cinsine, karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağlantılarına bünye denklemleri denilmektedir.

2- Denge koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.

3- Geometrik uygunluk koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının geometrik süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik sınır koşullardır.

2.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

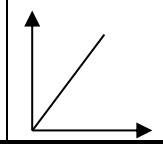
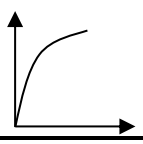
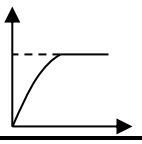
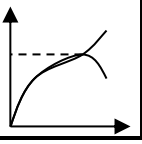
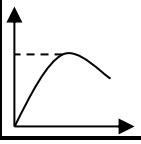
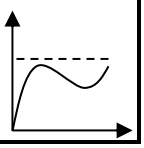
Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [9]:

1- malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması,

2- geometri değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri gözönüne alan teoriler Çizelge 2.1'de özetlenmiştir.

Çizelge 2.1 : Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri.

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik **Değil**
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük	Küçük **Değil**
P-δ Bağıntıları						

Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde, denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

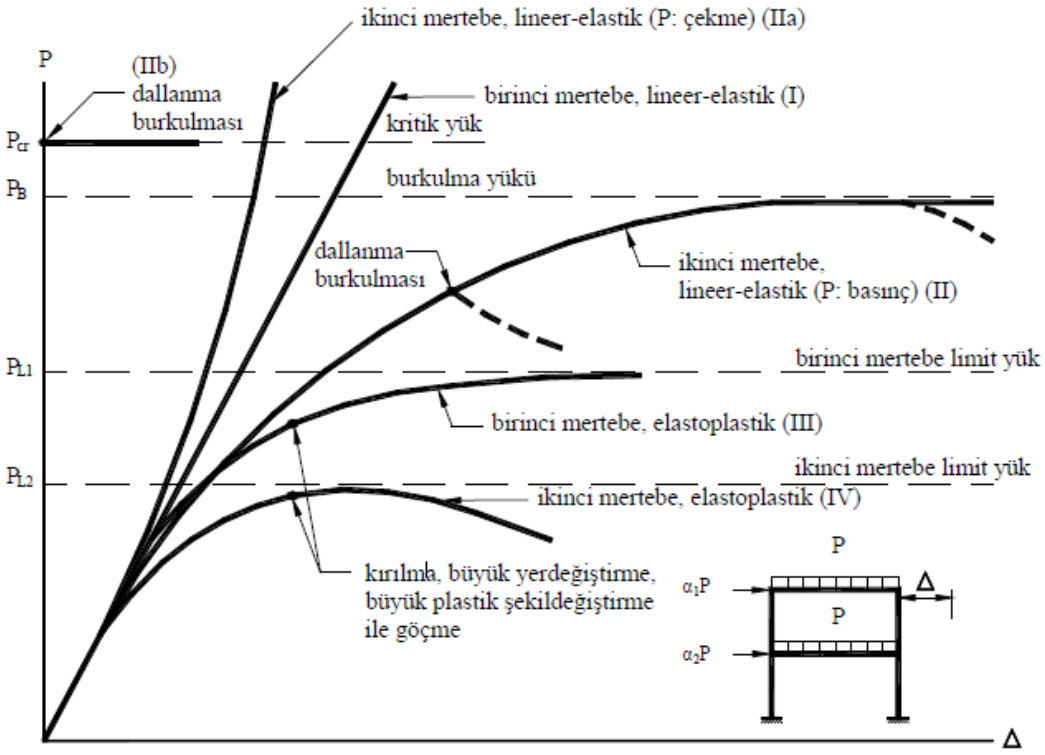
Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

2.1.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi – yer değiştirme (P-Δ) bağıntıları Şekil 2.1'de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı (I) doğrusu ile ifade edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerin şekildeğiştirmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci mertebe etkilerinin (P-Δ etkilerinin) hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise,

eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre iki farklı sistem davranışı ile karşılaşılabilmektedir.



Şekil 2.1 : Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi -yerdeğiştirme bağıntıları.

Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişen dış kuvvetlerin büyüklüğünü ifade eden yük parametresi artarak doğrusal-elastik *burkulma yükü* adı verilen bir P_B değerine eşit olduğu zaman, yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak göçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen P-Δ diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekildeğiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza gider. Dallanma burkulmasına neden olan bu yüke *kritik yük* denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz daha büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekildeğiştiren

sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi). Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Bununla beraber, taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin *plastik mafsal* (veya genel anlamda *plastik kesit*) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitlerin dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsal (plastik kesit) hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma kapasitesine erişildiğini gösterir. Bu yük *birinci mertebe limit yük* adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, diğer bir deyişle, yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen P-Δ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeğiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer; yani P-Δ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci mertebe limit yük* denilmektedir.

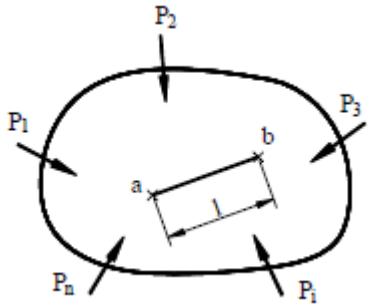
Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan büyük çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine (işletme dışı olmasına) neden olabilmektedir [9].

2.2 İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları

Aşağıda, çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile düzlem çubuk elemanlarda ve özellikle betonarme çubuklarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir.

2.2.1 Malzeme şekildeğiştirme özellikleri

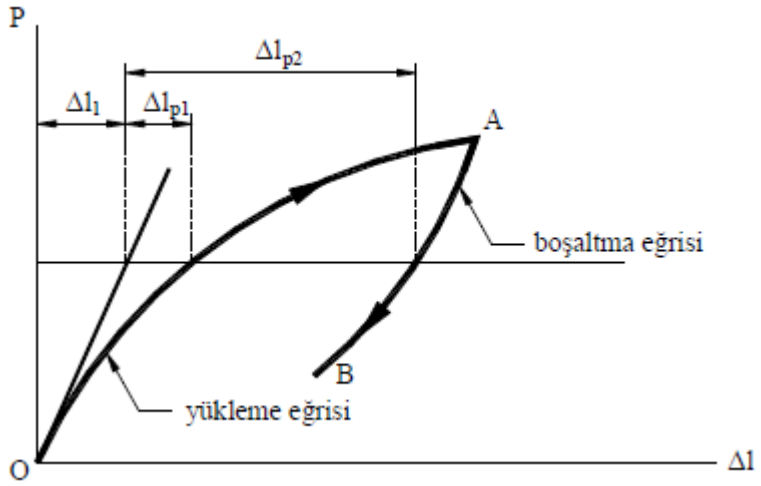
Şekil 2.2'de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi absise taşınarak çizilen P-Δl diyagramı Şekil 2.3'te şematik olarak gösterilmiştir.



$$P_i = p_i\, P$$

P : yük parametresi

Şekil 2.2 : Dış kuvvetlerin etkisindeki katı cisim.

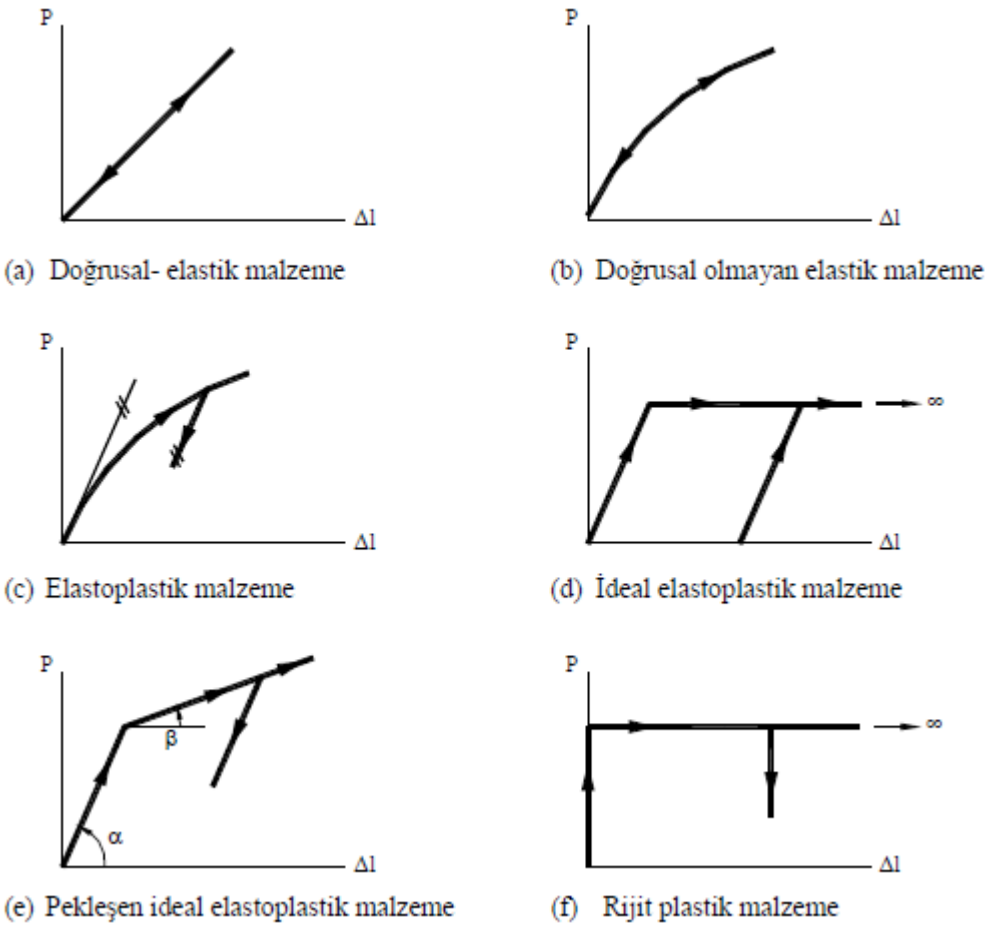


Şekil 2.3 : Şematik yük parametresi - şekildeğiştirme diyagramı.

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen *OA* bölümüne yükleme eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen *AB* bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat ekseni arasındaki Δl_1 şekildeğiştirmeleri doğrusal şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yükleme ve boşaltma eğrileri arasında kalan Δlp_1 ve Δlp_2 şekildeğiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanır.

2.2.2 İdeal malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek yapı malzemelerinin şekildeğiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



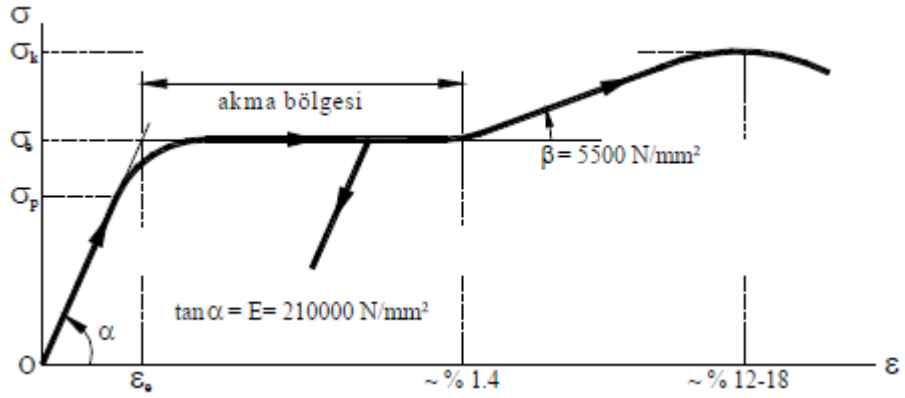
Şekil 2.4 : İdeal malzemeler.

2.2.3 Yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme (σ-ε) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

a) Beton Çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 2.5'te görülmektedir.

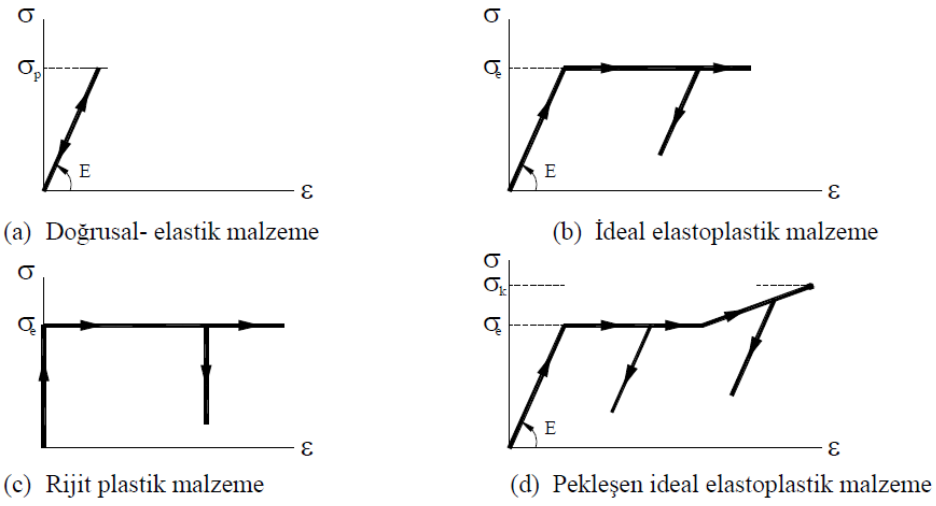


Şekil 2.5 : Beton çeliğinde σ-ε diyagramı.

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ε_e akma şekildeğiştirmesinin S420 beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

S420 beton çeliği : $\sigma_k = 550\ N/mm^2$, $\sigma_e = 420\ N/mm^2$ $(\varepsilon_e \cong 0.002)$

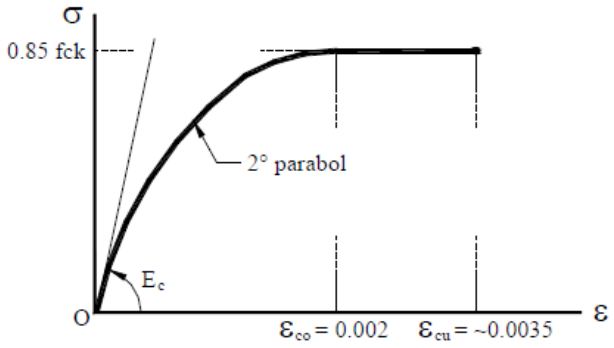
Beton çeliğinin σ-ε diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 2.6'daki modellerden birine uygun olarak idealleştirilebilir.



Şekil 2.6 : Beton çeliğinin σ-ε diyagramının idealleştirilmesi.

b) Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde, dış basınç lifindeki betonun σ-ε bağıntısı 2.7'de görülmektedir.



Şekil 2.7 : Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ-ε diyagramı.

Bu diyagramda f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, E_c ise, **(2.1)** formülü ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir.

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \ (N/mm^2) \qquad \textbf{(2.1)}$$

Kısa süreli yükler altında betonun ezilerek kırılmasına neden olan ε_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir, [21]. Mander sargılı beton modelinde, sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve ε_{cu} birim kısalması, malzeme dayanımlarının yanında elemanda enine ve boyuna donatı yerleşimi gözönüne alınarak hesaplanır. Mander sargısız beton modelinde ise ε_{cu} birim kısalmasının değeri 0.004 olarak alınmaktadır. Mander modeli ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 2.4.4 de verilmiştir.

2.2.4 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları

Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. Birim boydaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri, elemanın

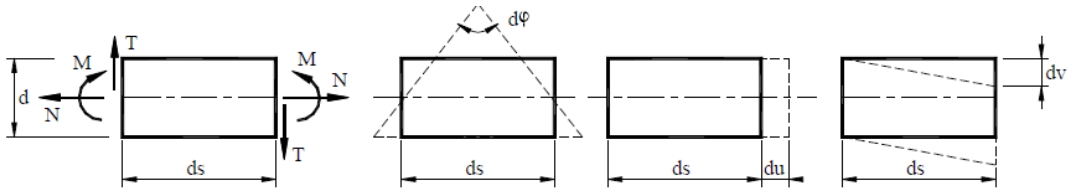
birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar φ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk ekseni ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$\chi = d\varphi / ds$: birim dönme (eğrilik)

$\varepsilon = du / ds$: birim boy değişmesi

$\gamma = dv / ds$: birim kayma

adını alırlar, Şekil 2.8.



Şekil 2.8 : Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler.

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile birim şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak aşağıdaki şekilde ifade edilirler.

$$\chi = d\varphi/ds = F_1(M,N,T) \tag{2.2}$$

$$\varepsilon = du/ds = F_2(M,N,T) + \alpha_i t \tag{2.3}$$

$$\gamma = dv/ds = F_3(M,N,T) \tag{2.4}$$

Burada F_1, F_2, F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak belirli bir sınır duruma erişmesi halinde, kırılma veya akma nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca *akma* veya *kırılma* olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvetlere de kesitin taşıma gücü adı verilir.

Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1 = (M,N,T) = 0 \tag{2.5}$$

veya

$$K_2 = (\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \qquad \textbf{(2.6)}$$

bağıntılarına *akma (kırılma) koşulları* denilmektedir.

Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında ihmal edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = d\varphi/ds = F_1(M, N) \qquad \textbf{(2.7)}$$

$$\varepsilon = du/ds = F_2(M, N) \qquad \textbf{(2.8)}$$

ve akma kırılma koşulu da

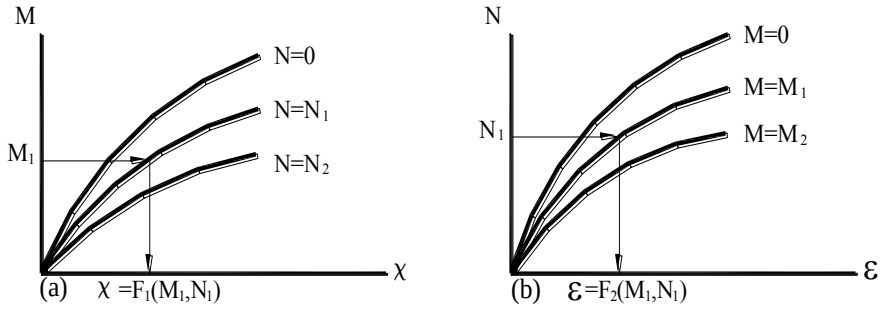
$$K_1 = (M, N) = 0 \qquad \textbf{(2.9)}$$

veya

$$K_2 = (\chi, \varepsilon) = 0 \qquad \textbf{(2.10)}$$

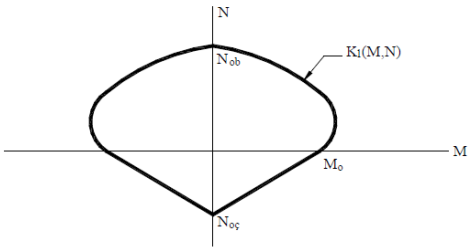
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilir, Şekil 2.9.



Şekil 2.9 : Bünye denklemlerinin eğri grupları halinde gösterilimi.

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden $K_1=(M, N)$ denkleminin belirlediği kapalı eğri, akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır, Şekil 2.10.



Şekil 2.10 : Akma eğrisi (Karşılıklı etki diyagramı).

Özel Hal: N=0 hali

Normal kuvvetin sıfır veya terkedilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, iç kuvvet – şekildeğiştirme (eğilme momenti - eğrilik) bağıntısı

$$\chi = \frac{d\phi}{ds} = F_1(M) \qquad \textbf{(2.11)}$$

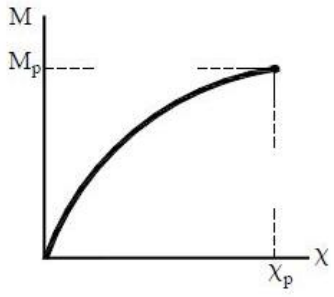
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \qquad \textbf{(2.12)}$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \qquad \textbf{(2.13)}$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise bu eğilme momentine karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir, Şekil 2.11.



Şekil 2.11 : Basit eğilme halinde eğilme momenti – eğrilik diyagramı.

2.2.2.1 Betonarme kiriş/kolonlar

a)Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar gözönünde tutulmaktadır.

1- Düzlem kesit şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.

2- Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.

3- Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.

4- Betonun σ-ε diyagramı için Şekil 2.7'de verilen parabol + dikdörtgen veya benzeri bir beton modeli, örneğin Mander modeli esas alınmaktadır.

5- Beton çeliğinin σ-ε diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır, Şekil 2.5 ve Şekil 2.6 (b).

b) Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

b1) Eğilme Momenti– Birim Dönme *(M – χ)* Bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N=N_o$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır, Şekil 2.12. Bu bölgeleri sınırlayan L_o, L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır, [22].

L_o: Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmede betonun çekme dayanımı ise

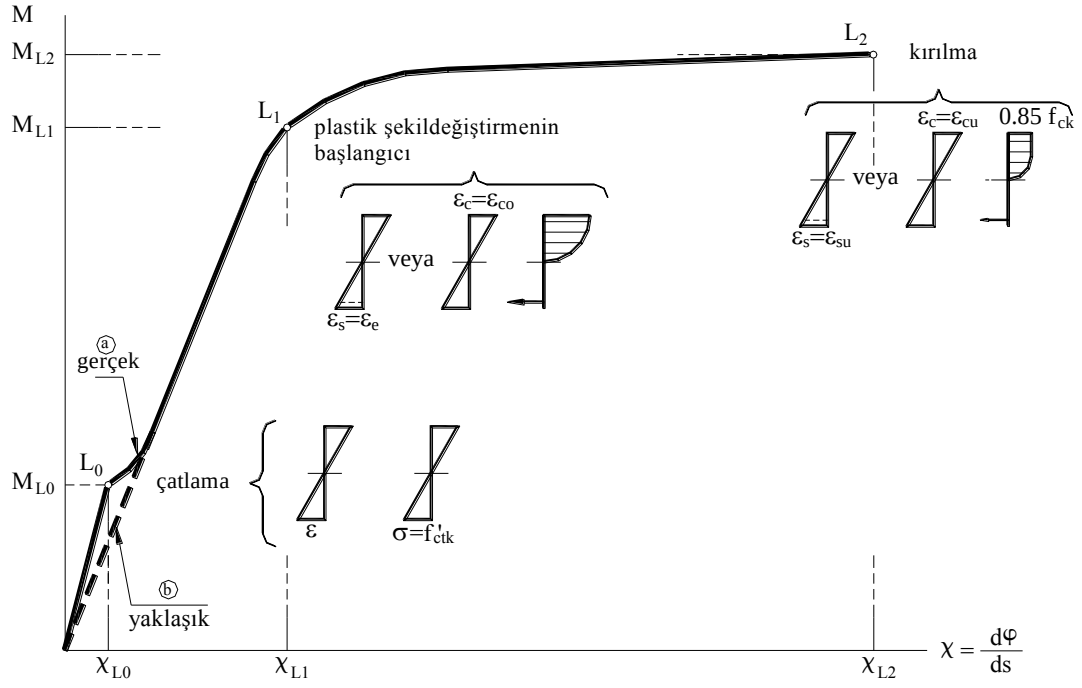
$$f'_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}}\ (N/mm^2) \qquad \textbf{(2.14)}$$

değerini almaktadır.

L_o çatlama noktasına karşı gelen M_{Lo} momentinin hesabında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ-ε bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\varepsilon_{co} = 0.002$ birim kısalmasında, çelikte ise ε_e akma sınırında başladığı gözönünde tutulmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı gözönüne alınmaz.

L_2: Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2}=M_P$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ε_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ olan bu sınır değer sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın değeri $\varepsilon_{su} = 0.010$ ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 2.12 : Betonarme kesitlerde *(M – χ)* diyagramı.

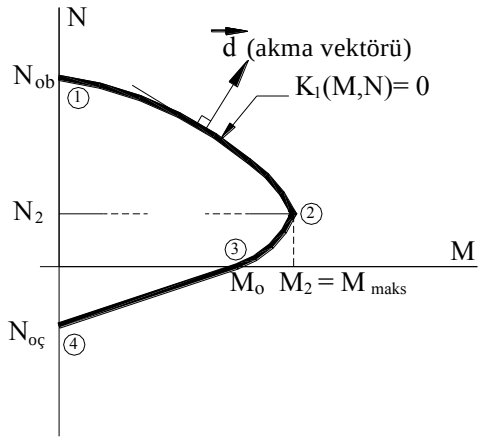
Betonunun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde, örneğin kapasite diyagramlarının elde edilmesinde, malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0.010$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

b2) Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Eğilme Momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı 2.13' te şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. Denklem **(2.9)** daki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2}=M_P$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 2.13 : Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (Akma Eğrisi).

Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde de yararlanılabilecek olan bu noktalar eksenel basınç, basit eğilme ve eksenel çekme hallerine karşı gelen (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir.

2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı

incelenecektir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali hakkında kısa ön bilgi verildikten sonra, bu çalışmanın kapsamı içinde olan plastik mafsal hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak incelenecektir.

2.3.1 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığının gözönüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [9,].

2.3.2 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali

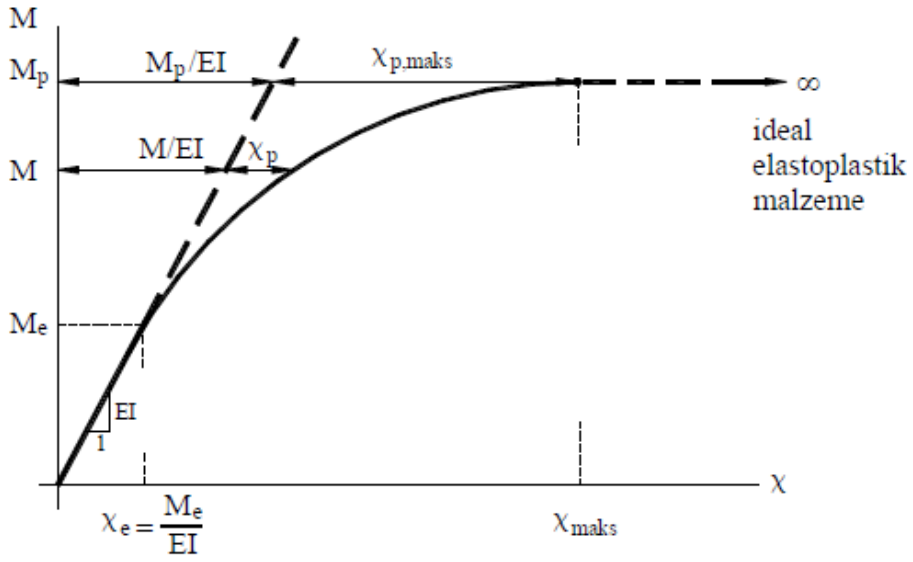
Malzeme bakımından doğrusal olmayan ve yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin diğer bölümlerinin ise doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir, [9].

2.3.3 Plastik mafsal hipotezi

Toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, plastik mafsal (plastik kesit) hipotezi adı verilir.

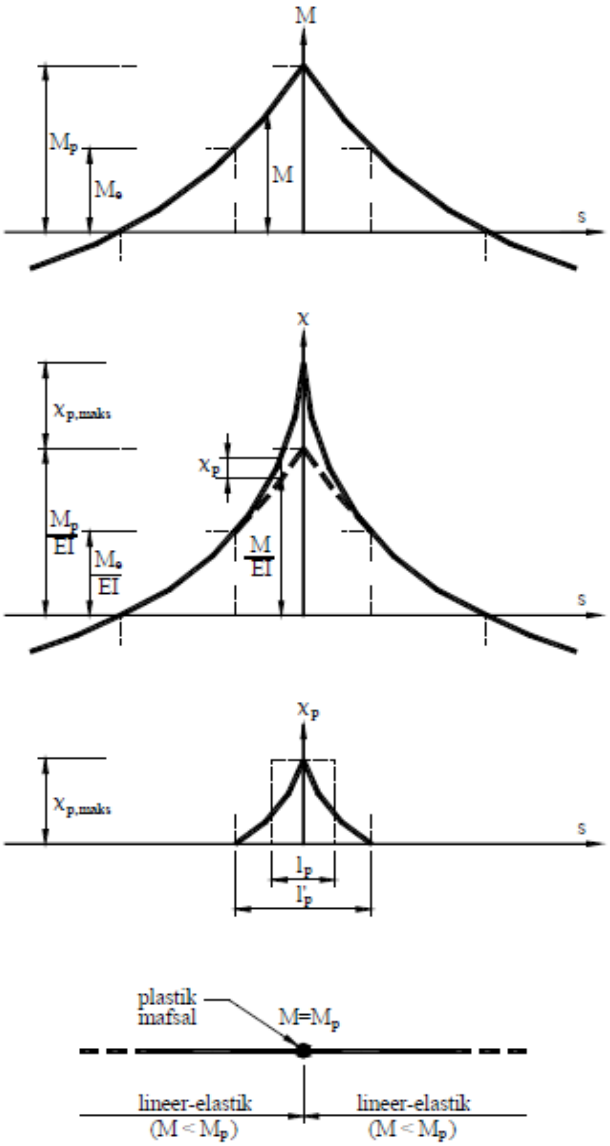
Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsal hipotezi uygulanarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılan ve bir kesitindeki gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı 2.14'te verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan değiştirmeler Şekil 2.15'te gösterilmişlerdir.



Şekil 2.14 : Eğilme-momenti eğrilik diyagramı.

Yeterli düzeyde sünekliğe sahip olan betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları incelendiğinde, bu bağıntıların esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenir. Birinci bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için eğilme momenti-eğrilik ilişkisi yaklaşık olarak doğrusal-elastik varsayılabilir. Betonarme kesitlerde, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellik ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına neden olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğrinin eğimi giderek azalır. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir.



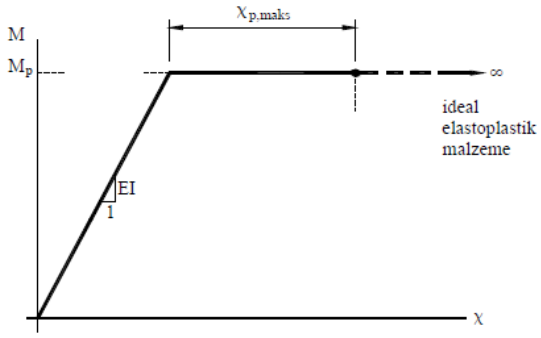
Şekil 2.15 : Doğrusal olamayan şekildeğiştirmeler.

Plastik mafsal hipotezinin uygulaması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının

$$M \le M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \tag{2.15}$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \to \chi_{p,maks} \tag{2.16}$$

şeklinde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir, Şekil 2.16.



Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısı.

Artan dış yükler altında, plastik mafsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapının tümünün kullanılmaz hale gelmesine (işletme dışı olmasına) diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır.

Şekil 2.16'da görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler çubuk üzerindeki l_p uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük plastik eğrilik $\chi_{p,maks}$ değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{lp'} \chi_p ds \qquad \textbf{(2.17)}$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve (M-χ) bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik mafsalın dönme kapasitesinin yaklaşık olarak hesabı ise

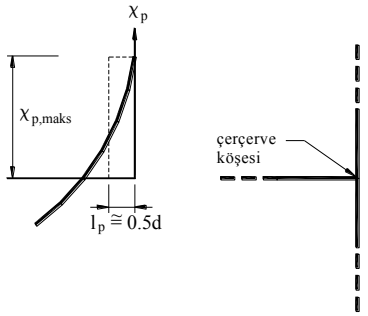
$$maks\varphi_p = \int_{lp'} \chi_p ds \qquad \textbf{(2.18)}$$

$$maks\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \qquad \textbf{(2.19)}$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada l_p eşdeğer plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsal boyu) göstermektedir ve yaklaşık olarak

$$l_p \cong 0.5d \qquad (d\text{: enkesit yüksekliği}) \tag{2.20}$$

formülü ile ifade edilir, Şekil 2.17.



Şekil 2.17 : Plastik mafsal boyu.

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

a. betonarme betonu ve beton çeliğinin σ-ε diyagramlarını belirleyen ε_{cu} ve ε_{su} sınır birim boy değişmeleri,

b. betonarme betonunun ε_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,

c. plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,

d. eğilme momenti diyagramının şekli,

e. kesitteki normal kuvvettir.

Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, yukarıdaki bu faktörlerin yanında, yapıdan beklenen performans düzeyi de dönme kapasitesinin belirlenmesinde etken olmaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

1. Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $(M=M_p)$ sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Böylece kesitteki eğilme momentinin $M=M_p$ değerinde sabit kalması sağlanır. Plastik mafsaldaki φ_p plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine $(maks\varphi_p)$ erişince kesitte güç tükenmesi meydana gelir.

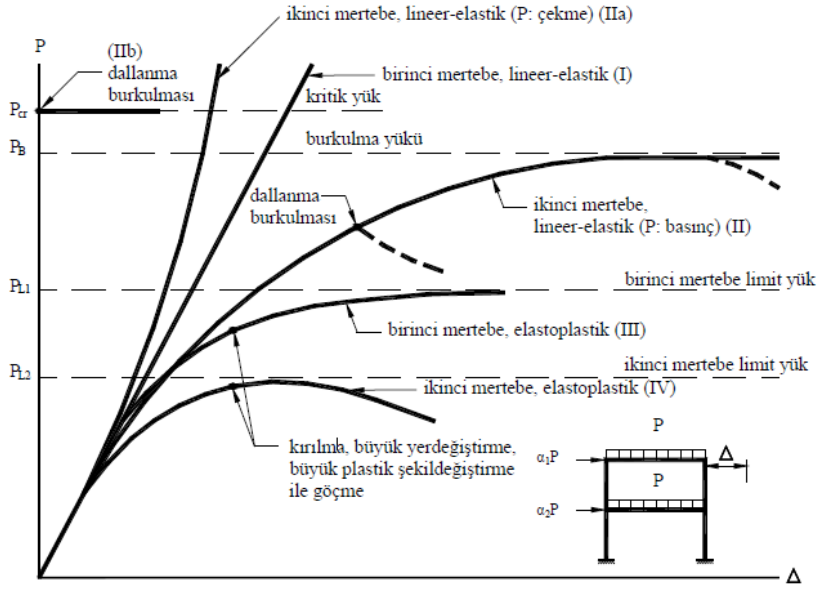
2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.
3. Düzlem sistemlerde, kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri kullanılır.

2.3.4 Yük artımı yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 2.18'de şematik olarak gösterilmiştir.

Artan dış yükler altında, her plastik mafsalın olusumundan sonra, o noktaya bir adi mafsal koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Sistem belirli sayıda plastik mafsalın oluşumundan sonra, kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır, diğer bir deyişle, stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, Şekil 2.19. Bu duruma karşı gelen P_L yük parametresi *limit yük (birinci mertebe limit yük)* olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, birinci mertebe limit yük sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüktür.



Şekil 2.18 : Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı.



tümsel mekanizma bölgesel mekanizma

Şekil 2.19 : Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları.

Limit yük (veya göçme yükü) bulunduktan sonra, yapının yeter güvenlikle taşıyabileceği yük, yani işletme yükü

$$P_i = \frac{P_G \; veya \; P_L}{e} \qquad (e\text{: güvenlik katsayısı}) \tag{2.21}$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılmaması, zararlı yerdeğiştirme ve çatlakların oluşmaması istenir.

Bir yapı sisteminin artan yükler altındaki hesabı iki şekilde yapılabilir.

i. Sistem, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan düşey ve yatay yükler altında hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği belirlenir.

ii. Düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılır ve yatay yüklere ait limit yük (veya göçme yükü) parametresi bulunur. Böylece, düşey yükler için öngörülen belirli bir güvenlik altında, sistemin yatay yükler altındaki davranışı izlenir ve yatay yük taşıma kapasitesi belirlenir.

Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha baskın olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu gözönünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi sonuç vereceği görülmektedir. Diğer taraftan, doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansının belirlenmesinde esas alınan statik itme analizi, artan yatay yükler altında gerçekleştirilmektedir.

Plastik mafsallarda eğilme momentinin yanında normal kuvvetin de bulunması halinde, akma koşulunu sağlayacak şekilde belirlenen indirgenmiş eğilme momenti (M_P') esas alınarak hesap yapılması gerekmektedir. Plastik mafsallardaki normal

kuvvetler başlangıçta bilinmediğinden, bir ardışık yaklaşım yolu uygulanması gerekebilir. Bileşik iç kuvvetler etkisindeki sistemlerin, ardışık yaklaşıma gerek kalmaksızın, yük artımı yöntemi ile doğrudan doğruya hesabı için geliştirilen bir yöntem kaynak [7] de verilmiştir.

2.4 Binaların Deprem Davranışı

Yapı sistemini zorlayıcı etkilerden biri olan deprem, yapı kütlesi ile orantılı eylemsizlik kuvvetlerinin oluşmasına ve dolayısı ile yapı içinde zorlanmalara yol açar. Depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi, yapının sık meydana gelen küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak; orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde fakat taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlarla; çok seyrek ve şiddetli depremleri ise, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden ve can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Bu anlayışla boyutlandırılan yapılarda, şiddetli bir depremde yapıya etki edebilecek deprem kuvvetleri azaltılarak uygulanır. Yapılan azaltma büyük ölçüde olarak yapının sünekliğine ve elemanlar arası yük dağıtım özelliğine bağlıdır. Bu nedenle, yapıların elastik ötesi davranışları önem kazanmaktadır.

2.4.1 Yapı sistemlerinde sönüm

Sönümün en önemli etkisi, deprem ve benzeri nedenlerle sisteme yüklenen enerjiinin sistemden alınarak, uzaklaştırılmasıdır. Titreşim hareketi yapan sistemlerde enerji sönümü birçok mekanizma ile gerçekleşebilir. Yapı elemanlarındaki içsel sürtünme, yapı elemanları ve yapısal olmayan elemanlar arasındaki sürtünme, bu mekanizmalara örnek olarak verilebilir. Yapı için bu sönüm mekanizmalarının hepsinin gözönüne alınması mümkün olmadığından bütün mekanizmalar sebebiyle yapıda oluşacak sönüm için idealleştirme yapılarak tek bir sönüm katsayısı (c) kullanılır. Ancak, yapı elemanlarının her biri için sönüm katsayısı hesaplayarak yapı için sönüm matrisinin oluşturulması da pratik olmadığından, genellikle sönüm modal sönüm oranlarına bağlı olarak sayısal şekilde hesaplanır. Genelde yapılarda sönümün, her bir doğal titreşim periyodu için kritik viskoz sönümün %5' i dolayında olduğu varsayılır.

Eğer yapı genelinde benzer sönüm mekanizmaları oluşuyor ise klasik sönüm, sönüm mekanizmaları benzer değilse ise klasik olmayan sönüm söz konusudur. Klasik

sönümde sönüm matrisi diagonal iken, klasik olmayan sönümde bu matris diagonal değildir. Farklı modal sönüm oranlarına sahip olan yapı ve zemin analiz sisteminin etkileşimli incelenmesi klasik olmayan sönüme örnek olarak verilebilir, [17].

2.4.2 Yapı sistemlerinde süneklik

Süneklik, bir yapının, bir elemanın veya bir kesitin, taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmadan, büyük şekildeğiştirme yapabilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Bu tanım büyük şekildeğiştirme yeteneği ile birlikte histerik çevrimlerle enerji tüketebilme kapasitesine sahip olmayı da kapsamaktadır. Bir yapının deprem etkilerine karşı dayanımında, plastik mafsal oluşan kesitlerde tüketilen enerji çok önemli bir rol oynar. Yeterli enerjinin tüketilmesi, büyük ölçüde plastik mafsalların oluştuğu kesitlerin sünekliğine bağlıdır.

Sünekliğin önemi;

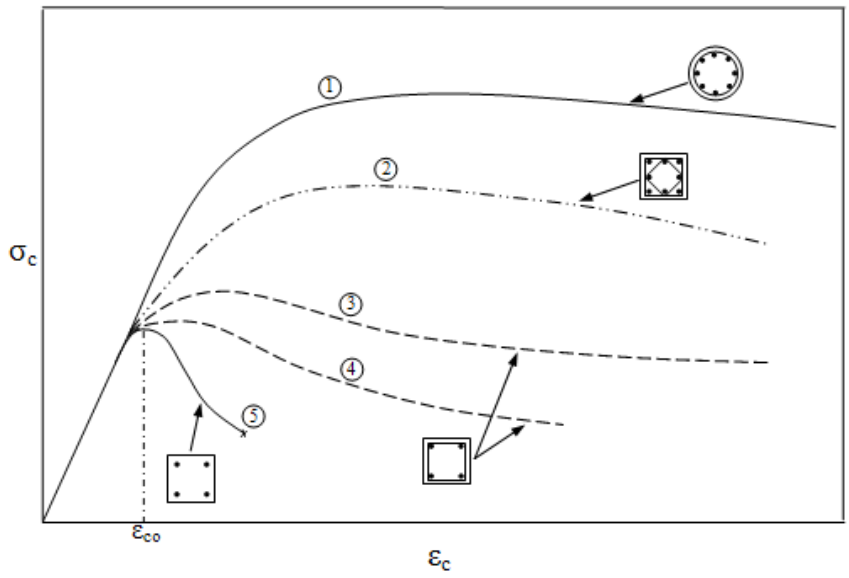
- Depremin dinamik etkisinin, elastik ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüştürülerek yutulması ve sönümlenmesi,
- Yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi,
- R_a deprem yükü azaltma katsayısı ile, taşıyıcı sistemde elastik ötesi davranışı gözönüne alınması olarak sıralanabilir.

2.4.3 Sargı etkisi ve önemi

Betonarme bir kesitin, sargı donatısı ile sarılması, çekirdekteki betonun dayanımını yükseltmekte ve sünekliğini önemli ölçüde arttırmaktadır. Oluşma olasılığı düşük, büyük depremler altında, genelde betonarme binalardaki eleman kesitlerinin elastik sınırlar içinde kalması beklenmektedir. Kiriş ve kolonların uçlarındaki donatının akması, dolayısıyla bu bölgelerde plastik mafsalların oluşması olasıdır. Elastik sınırlar içinde kalan deformasyonla enerjinin tüketimi çok düşük düzeyde kaldığından, enerjinin büyük ölçüde oluşan plastik mafsallarda tüketilmesi gerekmektedir. Bir plastik mafsaldaki enerji tüketimi, mafsalın dönme kapasitesine, başka bir deyişle, kesitin sünekliğine bağlıdır. Kesitin sünekliğini önemli ölçüde arttıran sargı donatısı bu nedenle gereklidir, [7,9].

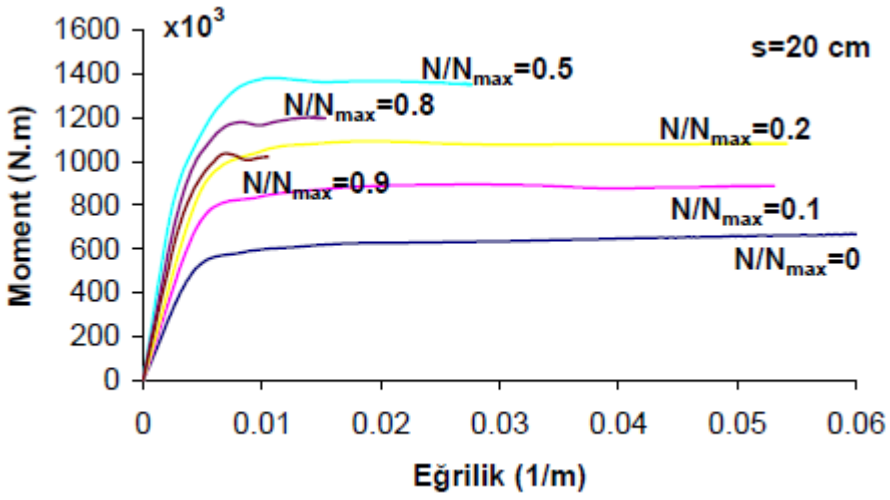
Şekil 2.20'de sargılı ve sargısız betonların σ-ε ilişkileri gösterilmiştir. 5 numaralı eğri sargısız, diğerleri sargılı beton için geçerlidir. 3 ve 4 numaralı eğriler, kesitinde tek

bir dikdörtgen etriye olan elemanlar içindir. Bu eğriler arasındaki tek fark, 3 numaralı elemandaki etriye aralığının daha az olmasıdır. Görüleceği gibi dikdörtgen etriye, etriyesiz duruma kıyasla sünekliği önemli ölçüde artırmakta, ancak dayanım artışı az olmaktadır. Şekilde 2 ile gösterilen elemanda ise, çift etriye konularak, etriye açıklığı 3 ve 4'e kıyasla yarı yarıya indirilmiştir. Görüldüğü gibi etriye serbest açıklığının azaltılması çok etkili olmuş, sünekliğin artmasının yanısıra dayanım da önemli ölçüde artmıştır. 1 numaralı eğriden de görüleceği gibi, en etkili sargı türü şekildeğiştirmelerin eksenel rijitliğe bağlı olduğu dairesel frettir, [33].

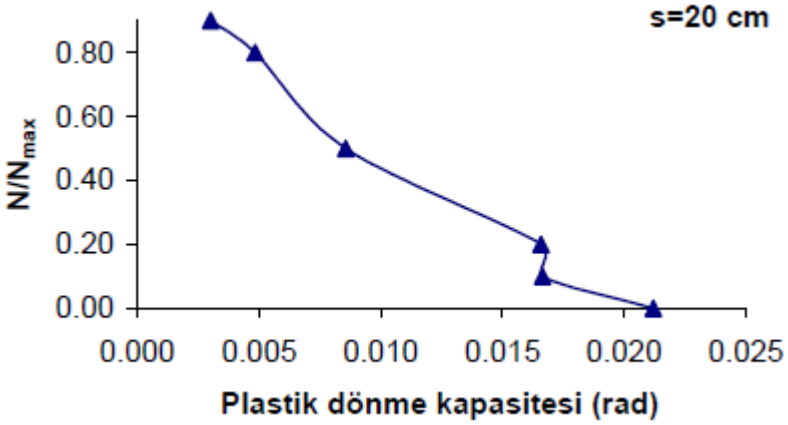


Şekil 2.20 : Sargılı ve sargısız betonların σ-ε ilişkileri.

Betonarme kesit davranışında eksenel kuvvet, malzeme modeli ve sargı donatısı oranının incelendiği parametrik bir çalışmada [34], N/N_{max} oranının farklı değerleri için moment-eğrilik ilişkisi Şekil 2.21'de, eksenel yük artması nedeniyle kesitin eğrilik sünekliği ve dönme kapasitesinin azaldığı durumlar ise Şekil 2.22 ve Şekil 2. 23'de gösterilmiştir.



Şekil 2.21 : Moment-eğrilik diyagramı (etriye aralığı sabit, eksenel yük değişken).



Şekil 2.22 : Plastik dönme kapasitesinin eksenel yük ile değişimi.

(s=20 cm etriye aralığı için)



Şekil 2.23 : Eğrilik sünekliğinin eksenel yük ile değişimi.

(s=20 cm etriye aralığı içiin)

N/N_{max}= 0 hali için kesite sadece eğilme momenti etkimektedir. Bu durumda kesit kiriş gibi davranmaktadır. Eksenel yükün artmasıyla süneklik azalmaktadır. Bu sınırın üzerinde kolon davranışı başlamaktadır. Bu başlangıç $N=0.1*A_c*f_c$değeri ile sınırlanmaktadır.

Kolonlar şiddetli deprem etkileri nedeniyle yüksek eksenel kuvvetlere maruz kalabilirler. Yüksek eksenel kuvvet düzeyi, önceki paragraflarda belirtildiği gibi, kesitin hem sünekliğini hem de moment taşıma kapasitesini azaltır. Sargı bu olumsuzlukların ortadan kaldırılması için gereklidir. Sargı etkisi ise ancak kayma donatısının arttırılması ve detaylandırma açısından uygun şekilde yerleştirilmesi ile sağlanabilir.

2.4.4 Mander modeli

Yüksek eksenel kuvvet etkisindeki kesitin tarafsız eksen derinliği büyük olduğundan, kolonların eğilme kapasiteleri betonun basınç altındaki gerilme dağılımına daha çok bağlıdır. Bu nedenle yapının performansını belirlemek için kullanılan analiz modellerinde gerçekçi eğilme momenti–eğrilik ilişkileri tanımlamak için, sargı etkisini de gözönüne alan beton modelleri kullanılmalıdır. Modelde kabuk betonu için sargısız, çekirdek betonu için sargılı model esas alınır. Mander 1988 yılında beton için sargı etkisini de gözönüne alan gerilme-şekildeğiştirme modeli önermiştir, [21].

Mander modelinde beton basınç gerilmesi

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \tag{2.37}$$

bağıntısı ile verilir. Denklemde f_{cc} sargılı beton dayanımını, x ise

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{2.38}$$

şeklinde tanımlanan bir oranı göstermektedir. Burada ε_c beton basınç birim şekildeğiştirmesi, ε_{cc} ise, λ_c sargılı beton dayanımı ile sargısız beton dayanımı arasındaki ilişkiyi kuran bir katsayı ve ε_{co}=0.002 olmak üzere

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\lambda_c - 1\right)\right] \tag{2.39}$$

ile tanımlanan birim şekildeğiştirmedir.

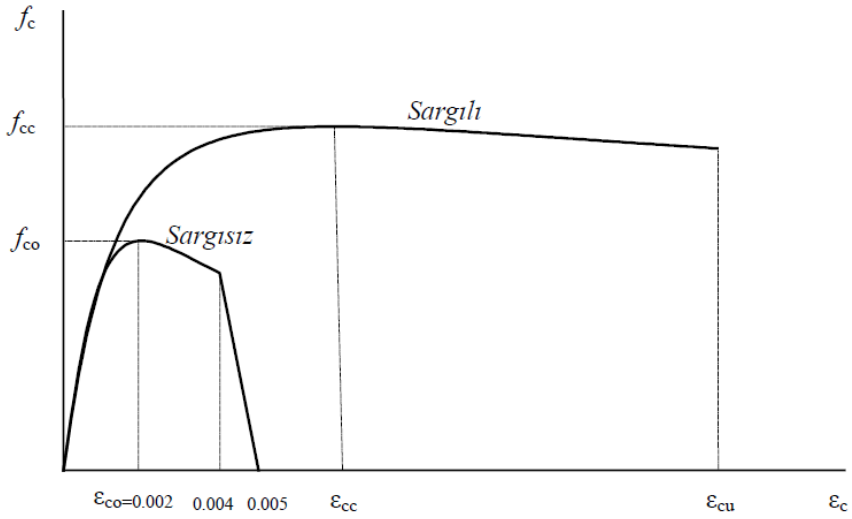
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{2.40}$$

ile tanımlanırken, bağıntıda

$$E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}}\ [MPa] \tag{2.41}$$

beton elastisite modülünü, denklem **(2.42)** de sekant modülünü göstermektedir.

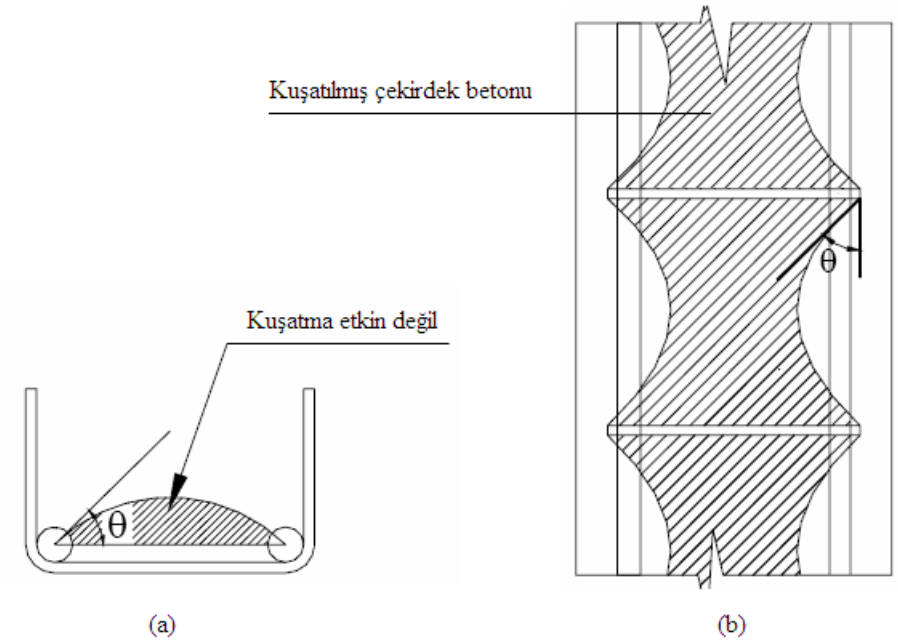
$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{sec}} \tag{2.42}$$



Şekil 2.24 : Mander beton modeli

Sargısız kabuk betonu için $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$ olan bölgede gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntısının doğrusal olarak azaldığı varsayılarak betonun dökülmesine karşı gelen birim şekildeğiştirme değerinde gerilme sıfır değerini alır.

Mander, betonarme kesitte sargı basıncının etkili olduğu bölgeleri belirlemek için Sheikh ve Üzümeri'nin yaklaşımını kullanmış, düşeyde etriyeler arasındaki ve yatayda mesnetlenmiş boyuna donatı çubukları arasındaki bölgede, kesitteki sargı gerilmelerinin ikinci derece parabolü şeklinde değişeceği varsayımını yapmıştır, Şekil 2.25.



Şekil 2.25 : Kesitte ve boyuna doğrultuda etkin sargı alanının hesaplanması.

Mander ikinci derece parabollerinin başlangıç teğet eğimini θ = 45° alarak, kuşatmanın etkin olmadığı parabol alanlarını hesaplayarak bu değerleri çekirdek beton alanından çıkarmış ve etkin sargılanmış beton alanını bulmuştur. Bulunan etkin sargılanmış çekirdek beton alanını, çevre etriye eksenleri arasında kalan ve boyuna donatı alanı içermeyen çekirdek betonu alanına oranlayarak k_e sargılama etkinlik katsayısını belirlemiştir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6 b_0 h_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)\left(1 - \frac{A_s}{b_0 h_0}\right)^{-1} \qquad \textbf{(2.43)}$$

Bu katsayı kullanılarak, x ve y doğrultularındaki etkili sargılama basıncı

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \qquad \textbf{(2.44)}$$

ile hesaplanır.

Sargılanmış beton dayanımını veren

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \qquad \textbf{(2.45)}$$

denkleminde, f_{co} sargısız betonun basınç dayanımıdır. λ_c ise denklem **(2.46)** ile belirlenir.

$$\lambda_c = 2.254\sqrt{1+7.94\frac{f_e}{f_{co}}} - 2\frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \qquad \textbf{(2.46)}$$

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre f_e etkili sargılama basıncı için dikdörtgen kesitlerde Denklem **(2.44)** de verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir, [16].

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi,

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw}\varepsilon_{su}}{f_{cc}} \qquad \textbf{(2.47)}$$

formülü ile hesaplanır. Formülde ρ_s enine donatının hacimsel oranını, ε_{su} enine donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir.

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

Yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 [10] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – FEMA 273 [11], FEMA 356 [12] raporları yayınlanmıştır. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [13] hazırlanmıştır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesini ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalara hız verilmiştir. Ancak o tarihlerde, diğer bir çok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik bir yönetmeliğin henüz mevcut olmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni yapılacak yapılar için geçerli olan yönetmelik (1998 Türk Deprem Yönetmeliği) esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları ortadan kaldırmak amacıyla, 2003 yılından başlayarak, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir

bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları yürütülerek tamamlanmıştır.

Aşağıdaki bölümlerde, 2007 Deprem Yönetmeliği'nin, mevcut betonarme binaların deprem performans ve güvenliklerinin değerlendirmesine ilişkin bölümünün (Bölüm7) temel ilkelerine ve uygulanmasına yönelik bilgi verilecektir, [16].

3.1 Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların enkesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir. Yapıdaki çeşitli belirsizlikleri temsil eden bu katsayı ile kesit kapasitelerinin azaltılması öngörülüyor. Binaların incelenmesinden elde edilecek mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre; sınırlı, orta ve kapsamlı bilgi düzeyi olmak üzere, yönetmelikte üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve bu bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir, Çizelge 3.1.

Çizelge 3.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları.

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

3.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve *dayanım* (kuvvet) *esaslı* değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini gözönüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, *yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme esaslı değerlendirmenin* esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

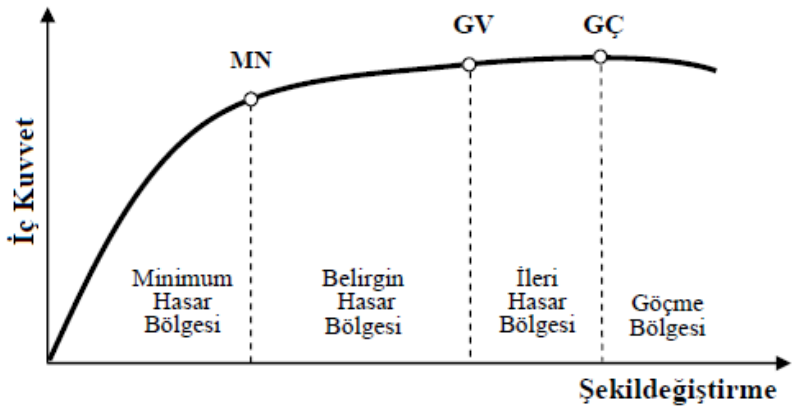
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları "*sünek*" ve "*gevrek*" olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

3.2.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)'dır. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

3.2.2 Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar *Minimum Hasar Bölgesi*'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*'nde kabul edilirler, Şekil 3.1.



Şekil 3.1 : Kesit hasar bölgeleri.

3.3 Bina Deprem Performans Düzeyleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir. Bu hasar durumları, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir, [9].

2007 Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile binanın deprem performans seviyesi belirlenir.

3.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir ve elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamalar görülebilir; ancak bunlar onarılabilir düzeydedir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesindedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, bu durumdaki binaların *Hemen Kullanım Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir.

3.3.2 Can güvenliği performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür; ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarları yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle farkedilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine

geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, bina *Can Güvenliği Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

3.3.3 Göçme öncesi performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmuştur.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, *Göçme Öncesi Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

3.3.4 Göçme durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir; ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa *Göçme Durumu*'ndadır. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

3.4 Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda gözönüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

1- *Servis (kullanım) depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin spektrum eğrisi tasarım depreminin yarısı kadardır.

2- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem, yeni yapıların tasarımında, Türk Deprem Yönetmelikleri'nde esas alınmaktadır.

3- *En büyük deprem* : 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin spektrum eğrisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

3.5 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir.

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2 : Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri.

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	*Depremin Aşılma Olasılığı*		
	50 yılda %50	*50 yılda %10*	*50 yılda %2*
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	**HK**	**CG**
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	**HK**	**CG**
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	**HK**	**CG**	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	**HK**	**GÖ**
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	**CG**	–

HK: Hemen Kullanım; **CG**: Can Güvenliği; **GÖ**: Göçme Öncesi

3.6 Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem (talep) ve kapasitedir. İstem yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemleri ile şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme bazlı doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleridir.

Bu bölümde ilk olarak, 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için öngörülen genel ilke ve kurallar açıklanacaktır. Daha sonra, 2007 Türk Deprem Yönetmeliğinin 7. bölümünde verilen doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile deprem performansının belirlenmesi hakkında detaylı bilgi verilecek ve hesap adımları incelenecektir.

3.6.1 Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kuralları

Mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performansının belirlenmesinde kullanılan doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanmasında, deprem hesabına ilişkin olarak, aşağıdaki ilke ve kurallar göz önünde tutulur, [16].

- Deprem etkilerinin tanımında, yönetmelikte aynı zamanda tasarım için de verilmiş olan 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır. Çok seviyeli performans değerlendirmesi gerekli olan binalarda, 50 yılda aşılma olasıkları %50 ve %2 olan depremler için spektrum ordinatları sırası ile 0.5 ve 1.5 katsayıları ile çarpılır, buna karşılık bina önem katsayısı uygulanmaz (I =1.0).
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak tanımlanır.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki etkitilir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri bina alanının geoteknik raporuna ve deprem yönetmeliğinin ilgili bölümüne göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem kuvvetleri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanmalıdır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri gözönüne alınır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır ve ek dışmerkezlik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen bilgilerin kapsamına göre, bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılır, Çizelge 3.1.

- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır.

  i. Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.

  ii. Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 olarak alınabilir.

  iii. Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak gözönüne alınabilir.

- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için;

  i. kirişlerde: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

  ii. kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c\ f_{cm}) \leq 0.10$ durumunda: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

  $N_D / (A_c\ f_{cm}) \geq 0.40$ durumunda: $(EI)e = 0.80\ (EI)_o$

  değerleri kullanılır. N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı, çatlamış kesit için tanımlanan etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılır.

- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.

- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma

gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksiklik oranında azaltılmalıdır.

3.6.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

3.6.3 Tanım

Deprem etkileri altındaki mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanan şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi*, *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'dir. İlk iki yöntem, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesinde ve güçlendirilmesinde artımsal itme analizinin esas alındığı yöntemlerdir. Aşağıda tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden, Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne yer verilecektir.

3.6.4 Artımsal itme analizi ile performans değerlendirilmesinde izlenecek hesap adımları

Artımsal İtme Analizi uygulanarak yapılan doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesinde izlenen yolun adımları aşağıda özetlenmiştir.

(a) Genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesine ve analiz modelinin oluşturulmasına yönelik kurallar esas alınır.

(b) Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

(c) Artımsal itme analizinin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi kapsamında yapılması durumunda, koordinatları "modal yerdeğiştirme-modal ivme" olarak

tanımlanan birinci (hakim) titreşim moduna ait "modal kapasite diyagramı" elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(d) Artımsal itme analizinin artımsal mod birleştirme yöntemi ile yapılması durumunda, gözönüne alınan bütün modlara ait "modal kapasite diyagramları" ile birlikte modal yerdeğiştirme istemleri de elde edilir. Bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(e) Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış olan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve son olarak toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra, bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanır. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmeliğin ilgili bölümünde tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, yönetmelikte tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır.

3.6.5 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

2007 Deprem Yönetmeliği'nde, doğrusal elastik olmayan analiz için *yığılı plastik davranış modeli*'nin (plastik kesit kavramı) kullanılması öngörülmüştür. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal hipotezi*'ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğistirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Basit eğilme durumunda plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğistirme bölgesi'nin uzunluğu (l_p), çalısan doğrultudaki enkesit yüksekliği (h)'nın yarısına eşit alınmaktadır, **(3.1).**

$$l_P = 0.5h \qquad \textbf{(3.1)}$$

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekildeğiştirme yapan elemanların plastik şekildeğiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınır.

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak plastik şekildeğiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir:

(a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

(b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

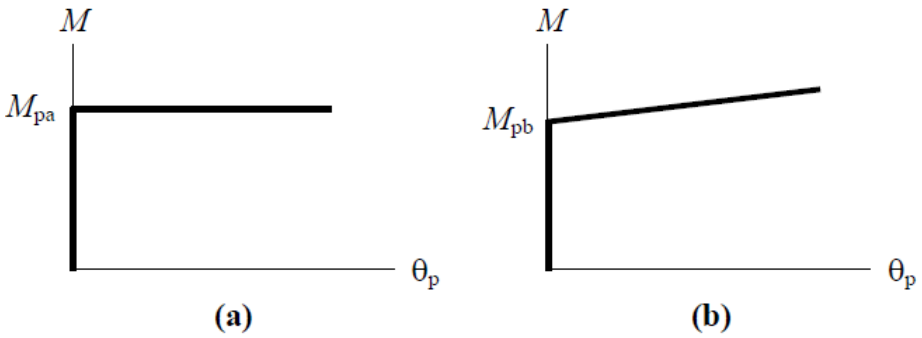
Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır.

- Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
- Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.
- Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet - plastik şekildeğiştirme bağıntıları ile ilgili olarak, aşağıdaki idealleştirmeler yapılabilir.

- İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak ihmal edilebilir, Şekil 3.2a. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekildeğiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu gözönüne alınır.

- Pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda (Şekil 3.2b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanır.



Şekil 3.2 : Eğilme momenti-plastik dönme bağıntıları.

3.6.6 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında *doğrusal olmayan itme analizi*'nin yapılmasıdır.

Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her adımında, taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum kat hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gereklidir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için

hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanır. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme gözönüne alınır.

Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları "*tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti*" olan *itme eğrisi* elde edilir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, gözönüne alınan x deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin x deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları "*modal yerdeğiştirme – modal ivme*" olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

(a) (i)'ninci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(3.2)}$$

denklemde $V_{x1}^{(i)}$**;** *x* deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1}; *x* deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütleyi göstermektedir.

(b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(3.3)}$$

Denklemde Φ_{xN1}; binanın tepesinde x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekil genliğini, $u_{xN1}{}^{(i)}$; binanın tepesinde x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemini göstermektedir. Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1}, *x* deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal

elastik davranışı için tanımı ilgili bölümde yapılan L_{x1} ve 1. doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir, **(3.4)**.

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \qquad \textbf{(3.4)}$$

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle, *modal yerdeğiştirme istemi* hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}'e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \qquad \textbf{(3.5)}$$

Doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e bağlı olarak Denklem **(3.6)** ile elde edilir.

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \qquad \textbf{(3.6)}$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \qquad \textbf{(3.7)}$$

Denklem **(3.6)** da yer alan spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine $\left(T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}\right)$ bağlı olarak aşağıdaki şekilde belirlenir.

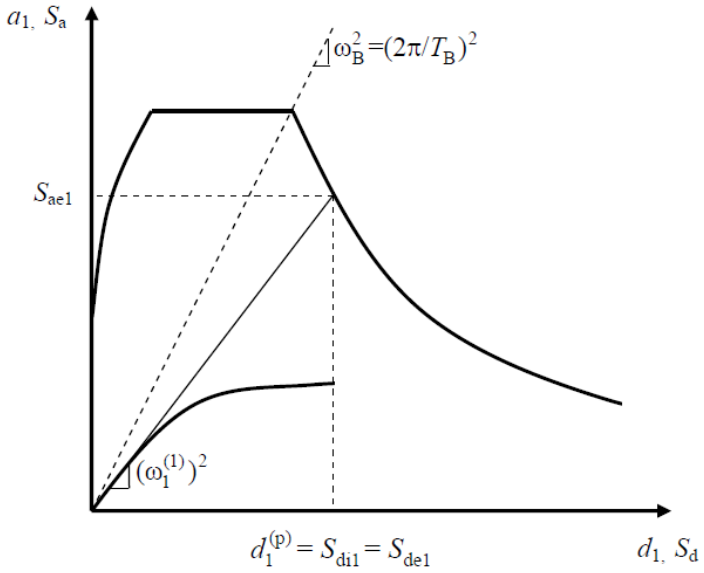
$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'ye eşit veya daha uzun olması durumunda $\left(T_1^{(1)} \geq T_B \text{ veya } (\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2\right)$, doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}, *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca

doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan *eşlenik doğrusal elastik sistem*'e ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e eşit alınır. Buna göre denklem **(3.6)** daki spektral yerdeğiştirme oranı

$$C_{R1} = 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

değerini almaktadır.

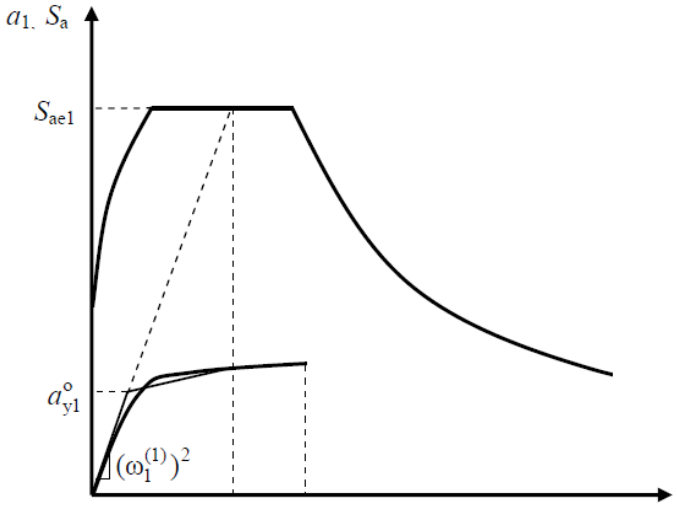
Şekil 3.3'te, birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan *modal kapasite diyagramı* ile koordinatları "*spektral yerdeğiştirme (S_d) - spektral ivme (S_a)*"olan davranış spektrumu birarada çizilmiştir.



Şekil 3.3 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \geq T_B$.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'den daha kısa olması durumunda **($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$)** ise, spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir.

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.4'te görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$).



Şekil 3.4 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$.

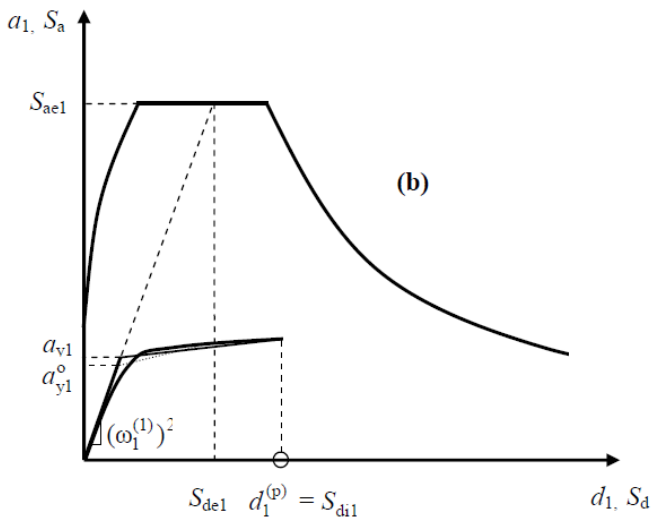
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ varsayımı yapılarak, *eşdeğer akma noktası*'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.4'te görülen a_{y1}^{o} esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)\, T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.9)}$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \qquad \textbf{(3.10)}$$

Denklem **(3.9)** dan bulunan C_{R1} kullanılarak, Denklem **(3.6)** ya göre hesaplanan S_{di1} esas alınarak bulunan eşdeğer akma noktasının koordinatları, Şekil 3.5'te gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.5 : Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$.

Son itme adımı i = p için Denklem **(3.5)** e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$'nin Denklem **(3.3)** de yerine konulması ile, *x* deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\, \Gamma_{x1}\, d_1^{(p)} \qquad \textbf{(3.11)}$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

3.6.7 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi

İtme analizi sonucunda herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönmesine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \qquad \textbf{(3.12)}$$

Beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu eğilme momenti eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, yukarıda tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \qquad \textbf{(3.13)}$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denklem **(3.13)** ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında hasar bölgesi belirlenir.

3.6.8 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır.

(a) *Minimum Hasar Sınırı* (MN) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035\,; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \qquad \textbf{(3.14)}$$

(b) *Kesit Güvenlik Sınırı* (GV) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \le 0.0135 \;; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \qquad \textbf{(3.15)}$$

(c) *Kesit Göçme Sınırı* (GÇ) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \le 0.018 \;; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \qquad \textbf{(3.16)}$$

4. SAYISAL İNCELEMELER

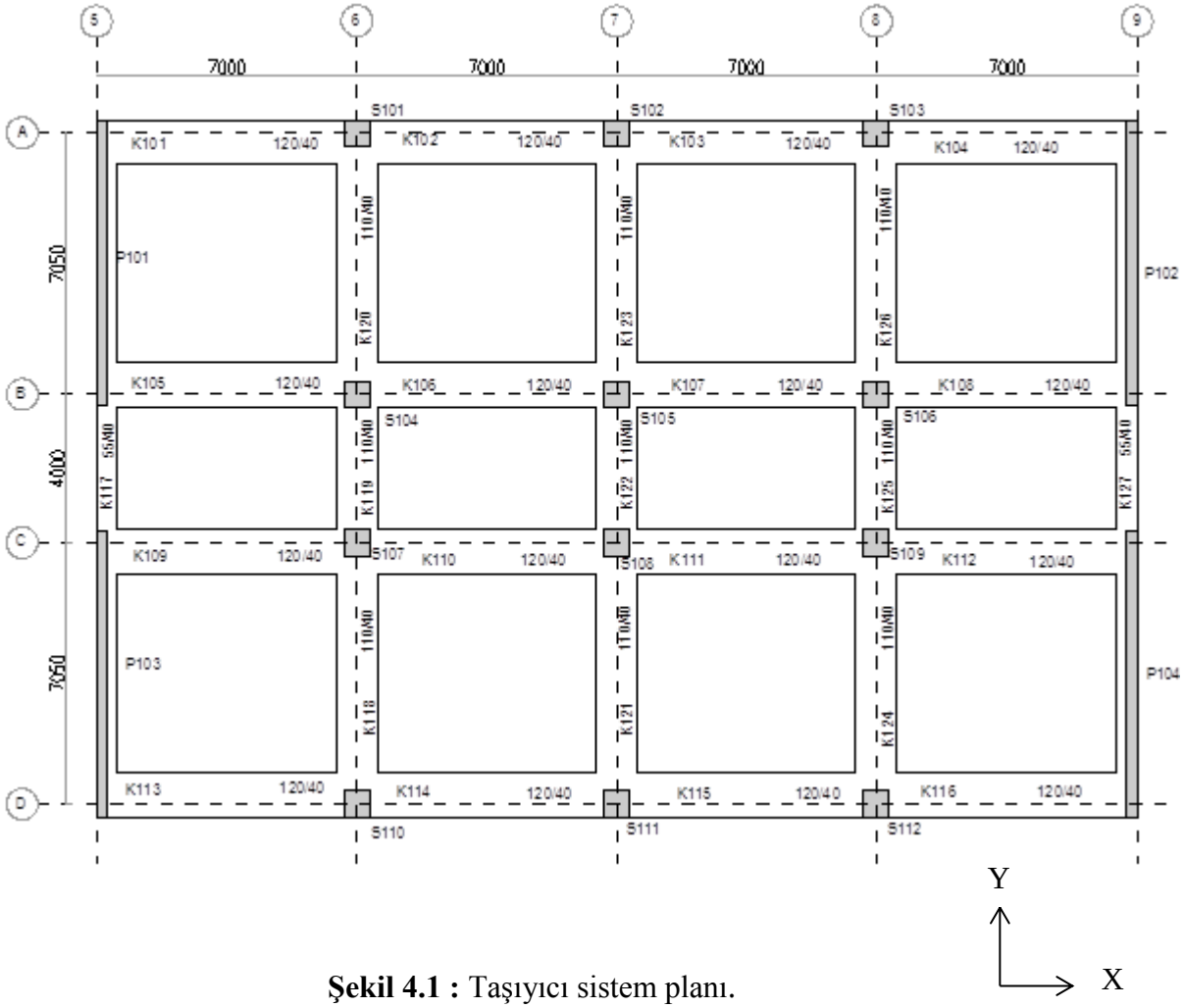
Bu bölümde, betonarme bina taşıyıcı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışlarının ve deprem etkileri altındaki kesit hasar bölgelerinin, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* uygulanarak değerlendirilmesi ve farklı çelik çerçeve tipleri ile güçlendirlmesinin sonuçlarının karşılaştırılması amacıyla gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemelere yer verilmiştir.

Mevcut betonarme bina bir bodrum kat, zemin kat ve beş normal kattan oluşan yedi katlı betonarme perdeli/çerçeveli bir konut yapısıdır.

Bölüm içinde, incelenen taşıyıcı sistem modeli tanıtılmış, bu sistemin 2007 Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ile değerlendirilmesine ilişkin hesap adımları anlatılmış, bu değerlendirme yöntemiyle bulunan sonuçlar, kesit hasar bölgeleri, tepe yerdeğiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri açıklanmıştır. Yapının çelik çerçevelerle nasıl güçlendirildiğine dair bilgiler diğer bölümlerde açıklanacaktır. Ayrıca, çalışmada yapılan varsayımlar ve kullanılan bilgisayar programları hakkında bilgi verilmiştir.

4.1 Taşyıcı Sistem Modeli

Taşıyıcı sistem modeli (TSM), 7 katlı binanın mevcut betonarme projeleri ve rölevelerinden yola çıkılarak hazırlanmış üç boyutlu perdeli/çerçeveli bina sistemidir. Yapıda tüm katlarınn yüksekliği 3.5 m'dir. Taşıyıcı sistem modelinin tipik kalıp planı Şekil 4.1'de görülmektedir.



Şekil 4.1 : Taşıyıcı sistem planı.

4.2 Bina Bilgileri

4.2.1 Mevcut malzeme dayanımının tespiti

Mevcut beton malzemesinin dayanımının tespiti için, yapılan çalışmaların sonucunda, tahribatlı ve tahribatsız beton deney sonuçlarına göre mevcut beton dayanım değeri f_{ck}=21.30 N/mm^2, BS 17.10 N/mm^2 olarak saptanmıştır. Yapıda St-III-a nervürlü inşaat çeliği kullanılmış, etriye sıklaştırması yapılmamıştır. Boyuna donatılarda ve etriyelerde korozyon hasarına rastlanmamıştır.

4.2.2 Zemin etüdü

Yapının temel zemini "sert zemin" karakterinde olup, Türk Deprem Yönetmeliğine göre C3 grubu ve Z3 zemin sınıfına girmektedir.

4.2.3 Boyutlandırmada esas alınan yükler

Plak 0.10m x 25 kN/m^3 = 2.50 kN/m^2

Sıva+Kaplama	0.07m x 22 kN/m^3	= 1.54 kN/m^2
Asmolen Blok		= 1.00 kN/m^2
Nervür Ağırlığı		= 2.25 kN/m^2
Toplam Ölü Yük		= 7.29 kN/m^2
Hareketli Yük		= 2.00 kN/m^2
Duvar Yükleri		= 13.00 kN/m

4.3 Mevcut Taşıyıcı Sistemin Performansının Belirlenmesi

4.3.1 Kabuller

Bu bölümde mevcut 7 katlı betonarme konut binasının deprem performansı doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile İtme Analizi" (Yönetmelik 7.6.5.) yöntemi kullanılarak irdelenmiştir. Bu binanın tasarımında 50 yılda aşılma olsalığı %10 deprem kullanılmıştır. Binanın 50 yılda aşılma olasılığı %10 deprem altında "Can Güvenliği" performans hedefini sağlaması gerekmektedir.

Taşıyıcı sistem modelinin oluşturulmasında ve sistemin performansının belirlenmesinde kullanılan başlıca varsayımlar şunlardır.

- Mevcut taşıyıcı sistemin değerlendirilmesindeki kabuller ve hesap yöntemleri, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 Bölüm 7 esas alınarak belirlenmiştir.
- Binanın bulunduğu İstanbul ili, Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası'na göre birinci derece deprem bölgesindedir. Birinci derece deprem bölgesine ait etkin yer ivmesi katsayısı A_0=0.40 kullanılmıştır.
- Bu yapıdan beklenen performans, DBYBHY'de konutlar için öngörülen minumun performans düzeyidir. Bundan dolayı, deprem yönetmeliğindeki elastik ivme spektrumu kullanılmış, böylelikle aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan deprem için analiz yapılmıştır.
- Bina temellerinin oturduğu zemin sınıfı Z3'dür. Buna göre spektrum karakteristik periyotları T_A=0.15 s, T_B=0.60 s'dir.

- Hareketli yük katılım katsayısı (n) 0.30 alınmıştır.
- Toplanan bilgiler DBYBHY Madde 7.2.2.2'ye uygundur. Buna göre kapsamlı bilgi düzeyi kabul edilmiş ve bilgi düzeyi katsayısı 1.0 alınmıştır.
- Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanmış, ayrıca ek dış merkezlik uygulanmamıştır.(DBYBHY Madde 7.4.8)
- Analizde beton ve donatı çeliğinin yukarıda madde 4.2.1'de belirlenen dayanımları esas alınmıştır.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda DBYBHY 2007 7.4.13'e uygun olarak çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılmıştır.
- Kolon, perde ve kirişler çubuk eleman olarak modellenmiştir.
- Kolon ve kirişler sargılanmamış eleman olarak dikkate alınmıştır.
- Her katta döşemelerin kendi düzlemleri içinde rijit diyafram davranışı gösterdiği kabul edilmiştir.
- Yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları yığılı plastik davranış modeli ile sağlanmıştır.
- Matematiksel model, Sap-2000 bilgisayar programı ile hazırmıştır.

4.3.2 Çatlamış kesite ait eğilme rijitliklerinin tanımlanması

DBYBHY 2007 7.6.4.6'ya göre eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Buna göre sistem, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu olan düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri bulunur. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılır. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ve deprem hesabında, bu etkin eğilme rijitlikleri kullanılır.

DBYBHY 2007 Madde 7.4.13 (a)'ya göre;

Kirişlerde $(EI)_e = 0.40\ (EI)_0$

DBYBHY 2007 Madde 7.4.13 (b)'ye göre;

Kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c\, f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $0.40\ EI_o$

$N_D / (A_c\, f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $0.80\ EI_o$

Elemanların etkin eğilme rijitlikleri Çizelge 4.1'de verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Etkin eğilme rijitlikleri. (devam)

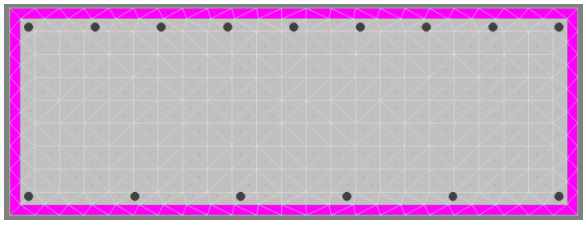
KOLON NO.	N_D [kN]	A_C [m^2]	f_{cm} [kN/m^2]	$N_D/(A_c*f_{cm})$	EI_E / EI_0
S101	-3092	0.49	17000	0.37	0.42
S102	-3105	0.49	17000	0.37	0.42
S103	-3092	0.49	17000	0.37	0.42
S104	-3940	0.49	17000	0.47	0.80
S105	-3976	0.49	17000	0.48	0.80
S106	-3940	0.49	17000	0.47	0.80
S107	-3940	0.49	17000	0.47	0.80
S108	-3976	0.49	17000	0.48	0.80
S109	-3940	0.49	17000	0.47	0.80
S110	-3092	0.49	17000	0.37	0.42
S111	-3105	0.49	17000	0.37	0.42
S112	-3092	0.49	17000	0.37	0.42
S201	-2647	0.49	17000	0.32	0.47
S202	-2664	0.49	17000	0.32	0.46
S203	-2647	0.49	17000	0.32	0.47
S204	-3367	0.49	17000	0.40	0.80
S205	-3407	0.49	17000	0.41	0.80
S206	-3367	0.49	17000	0.40	0.80
S207	-3367	0.49	17000	0.40	0.80
S208	-3407	0.49	17000	0.41	0.80
S209	-3367	0.49	17000	0.40	0.80
S210	-2647	0.49	17000	0.32	0.47
S211	-2664	0.49	17000	0.32	0.46
S212	-2647	0.49	17000	0.32	0.47
S301	-2204	0.49	17000	0.26	0.51
S302	-2222	0.49	17000	0.27	0.51
S303	-2204	0.49	17000	0.26	0.51
S304	-2800	0.49	17000	0.34	0.45
S305	-2838	0.49	17000	0.34	0.45
S306	-2800	0.49	17000	0.34	0.45
S307	-2800	0.49	17000	0.34	0.45
S308	-2838	0.49	17000	0.34	0.45
S309	-2800	0.49	17000	0.34	0.45
S310	-2204	0.49	17000	0.26	0.51
S311	-2222	0.49	17000	0.27	0.51
S312	-2204	0.49	17000	0.26	0.51
S401	-1763	0.49	17000	0.21	0.55
S402	-1778	0.49	17000	0.21	0.55
S403	-1763	0.49	17000	0.21	0.55
S404	-2237	0.49	17000	0.27	0.51
S405	-2270	0.49	17000	0.27	0.50

KOLON NO.	N_D [kN]	A_C [m^2]	f_{cm} [kN/m^2]	$N_D/(A_c*f_{cm})$	EI_E / EI_0
S406	-2237	0.49	17000	0.27	0.51
S407	-2237	0.49	17000	0.27	0.51
S408	-2270	0.49	17000	0.27	0.50
S409	-2237	0.49	17000	0.27	0.51
S410	-1763	0.49	17000	0.21	0.55
S411	-1778	0.49	17000	0.21	0.55
S412	-1763	0.49	17000	0.21	0.55
S501	-1323	0.49	17000	0.16	0.59
S502	-1334	0.49	17000	0.16	0.59
S503	-1323	0.49	17000	0.16	0.59
S504	-1677	0.49	17000	0.20	0.56
S505	-1702	0.49	17000	0.20	0.56
S506	-1677	0.49	17000	0.20	0.56
S507	-1677	0.49	17000	0.20	0.56
S508	-1702	0.49	17000	0.20	0.56
S509	-1677	0.49	17000	0.20	0.56
S510	-1323	0.49	17000	0.16	0.59
S511	-1334	0.49	17000	0.16	0.59
S512	-1323	0.49	17000	0.16	0.59
S601	-883	0.49	17000	0.11	0.64
S602	-890	0.49	17000	0.11	0.63
S603	-883	0.49	17000	0.11	0.64
S604	-1119	0.49	17000	0.13	0.61
S605	-1135	0.49	17000	0.14	0.61
S606	-1119	0.49	17000	0.13	0.61
S607	-1119	0.49	17000	0.13	0.61
S608	-1135	0.49	17000	0.14	0.61
S609	-1119	0.49	17000	0.13	0.61
S610	-883	0.49	17000	0.11	0.64
S611	-890	0.49	17000	0.11	0.63
S612	-883	0.49	17000	0.11	0.64
S701	-446	0.49	17000	0.05	0.40
S702	-444	0.49	17000	0.05	0.40
S703	-446	0.49	17000	0.05	0.40
S704	-565	0.49	17000	0.07	0.40
S705	-568	0.49	17000	0.07	0.40
S706	-565	0.49	17000	0.07	0.40
S707	-565	0.49	17000	0.07	0.40
S708	-568	0.49	17000	0.07	0.40
S709	-565	0.49	17000	0.07	0.40
S710	-446	0.49	17000	0.05	0.40
S711	-444	0.49	17000	0.05	0.40
S712	-446	0.49	17000	0.05	0.40

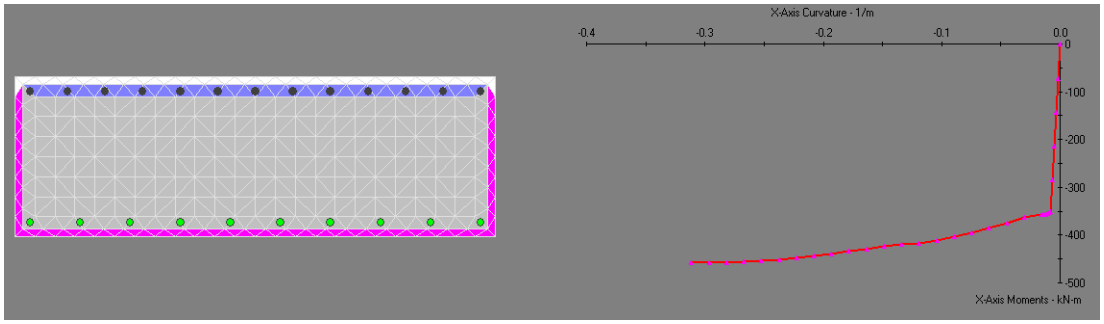
4.3.3 Kiriş ve Kolonlarda Yığılı Plastik Davranışın Tanımlanması

Kiriş, kolon ve perdeler için eleman uçlarında tanımlanacak olan plastik kesitlerin akma yüzeylerinin modellenmesinde Yönetmelik 7.4.11.(a) ve (b)'ye göre mevcut malzeme dayanımları ve maksimum birim şekil değiştirme değerleri dikkate alınmıştır.

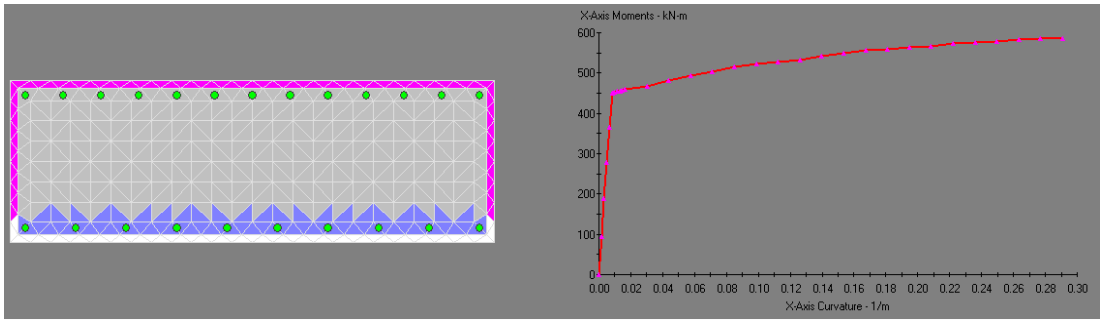
Kolon ve kirişlerin kesit analizleri için Xtract programı kullanılmıştır. Bulunan değerler Sap2000 programına tanıtılmıştır. Aşağıdaki şekillerde kesitlerin örnekleri verilmiştir.



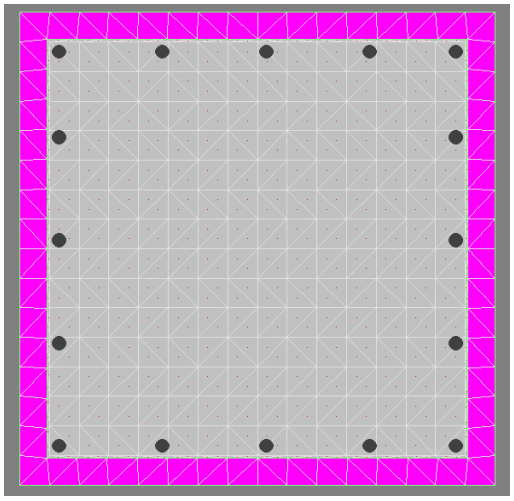
Şekil 4.2 : 120/40 kiriş kesitine ait Xtract modeli.



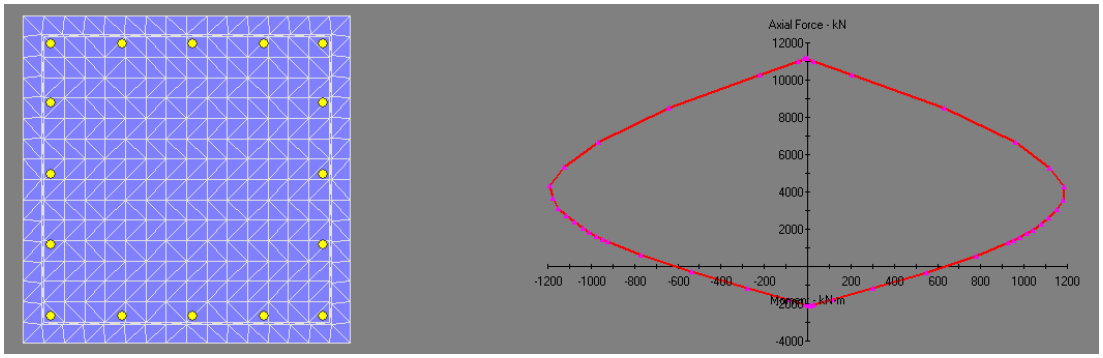
Şekil 4.3 : 120/40 kiriş kesitine ait moment eğrilik grafiği (M-Alt).



Şekil 4.4 : 120/40 kiriş kesitine ait moment eğrilik grafiği (M-Üst).



Şekil 4.5 : 70/70 kolon kesitine ait Xtract modeli.



Şekil 4.6 : 70/70 kolon kesitine ait karşılıklı etki diyagramı.

4.4 Artımsal İtme Analizi

4.4.1 Düşey yükler altında doğrusal olmayan statik analiz

Yönetmelik 7.6.3.(b)'ye göre artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır. Doğrusal olmayan statik analiz hesabında düşey yükler aşağıdaki gibi dikkate alınmıştır.

Düşey yük kombinasyonu : $G + nQ = G + 0.3Q$

4.4.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Kullanılabilirliği

Yönetmelik 7.6.5.2'ye göre binanın toplam kat sayısı 8'i aşmadığından ve ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayıları bütün katlarda $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağladığından (bina planda her iki ana eksene göre

simetrik olduğundan bütün katlarda η_{bi} = 1.0'dir), Yönetmelik 7.6.5.2'ye göre "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" ile itme analizi uygulanabilir.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine oranının en az 0.70 olması zorunludur.

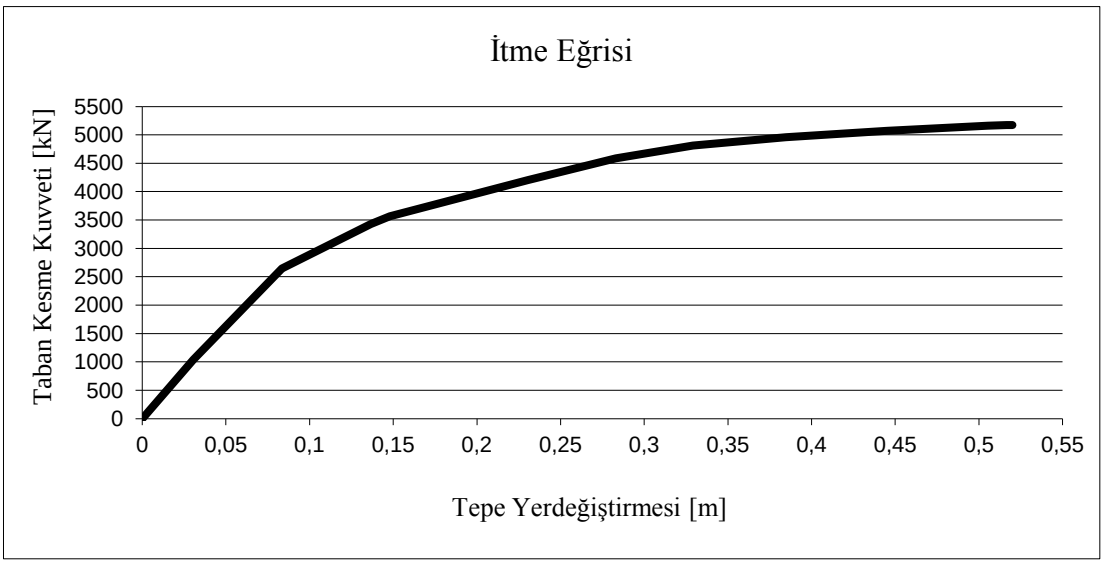
Çizelge 4.2 : Kütle katılım oranları.

	Periyod	Etkin Kütle Oranları			
Mod	(s)	X Doğr.	Y Doğr.	Kontrol	
1	2.067	0.79	0	>	0.7
2	0.75	0	0.71	>	0.7

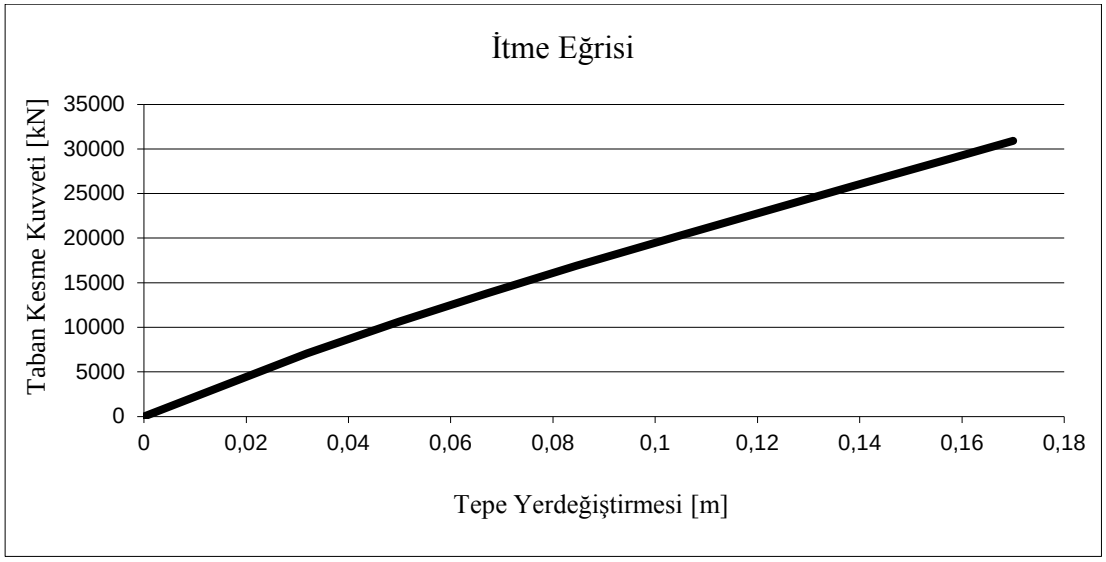
Her iki doğrultu için birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine oranı 0.70'den büyüktür. Buna göre artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanabilir.

İtme Analizi

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (Yönetmelik 7.6.5.3). Buna göre her iki doğrultuda birinci doğal titreşim modu ile orantılı olarak katlara gelen yükler altında yapılan itme analizinden elde edilen itme eğrileri Şekil 5.7 ve Şekil 5.8'de sunulmuştur.



Şekil 4.7 : X doğrultusu statik itme eğrisi.



Şekil 4.8 : Y doğrultusu statik itme eğrisi.

Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi

Her iki doğrultuda elde edilen statik itme eğrilerine koordinat dönüşümü uygulanarak, koordinatları birinci moda ait modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem **(3.2)** ve Denklem **(3.3)** den yararlanarak elde edilir. +X deprem doğrultusu modal kapasite diyagramlarının elde edilmesi için kullanılan değerler Çizelge 4.3'te gösterilmiştir. Denklemlerde yer alan,birinci (hakim) moda ait etkin kütle M_{x1} ve modal katkı çarpanı Γ_{x1} değerlerinin bulunmasına ilişkin hesap özeti Çizelge 4.4'te gösterilmiştir.

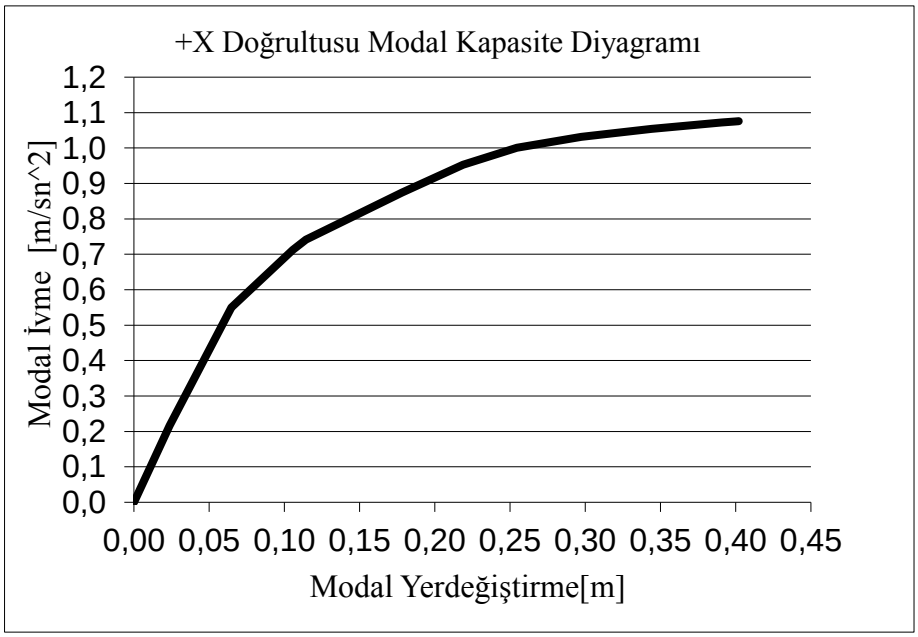
Çizelge 4.3 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler.

ΣM	6089,908	kN*s^2/m
M1	4811,028	kN*s^2/m
Γ1	21,95467	
ΦN1	0,0589	
γ1	0,79	

Çizelge 4.4 : +X yönü modal kapasite diyagramının koordinatları.

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0.00	0	4811	0.0589	21.95	0.0000	0.0000
0.03	1041	4811	0.0589	21.95	0.2163	0.0236
0.08	2646	4811	0.0589	21.95	0.5500	0.0646
0.14	3428	4811	0.0589	21.95	0.7126	0.1056
0.15	3566	4811	0.0589	21.95	0.7413	0.1144
0.23	4204	4811	0.0589	21.95	0.8739	0.1781

0.28	4584	4811	0.0589	21.95	0.9528	0.2188
0.33	4814	4811	0.0589	21.95	1.0006	0.2545
0.38	4961	4811	0.0589	21.95	1.0311	0.2974
0.45	5071	4811	0.0589	21.95	1.0540	0.3442
0.51	5160	4811	0.0589	21.95	1.0724	0.3908
0.52	5171	4811	0.0589	21.95	1.0748	0.3995
0.52	5173	4811	0.0589	21.95	1.0753	0.4021



Şekil 4.9 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı.

Y yönü için modal kapasite diyagramına ilişkin bilgiler Çizelge 4.5, Çizelge 4.6 ve Şekil 4.10'da sunulmuştur.

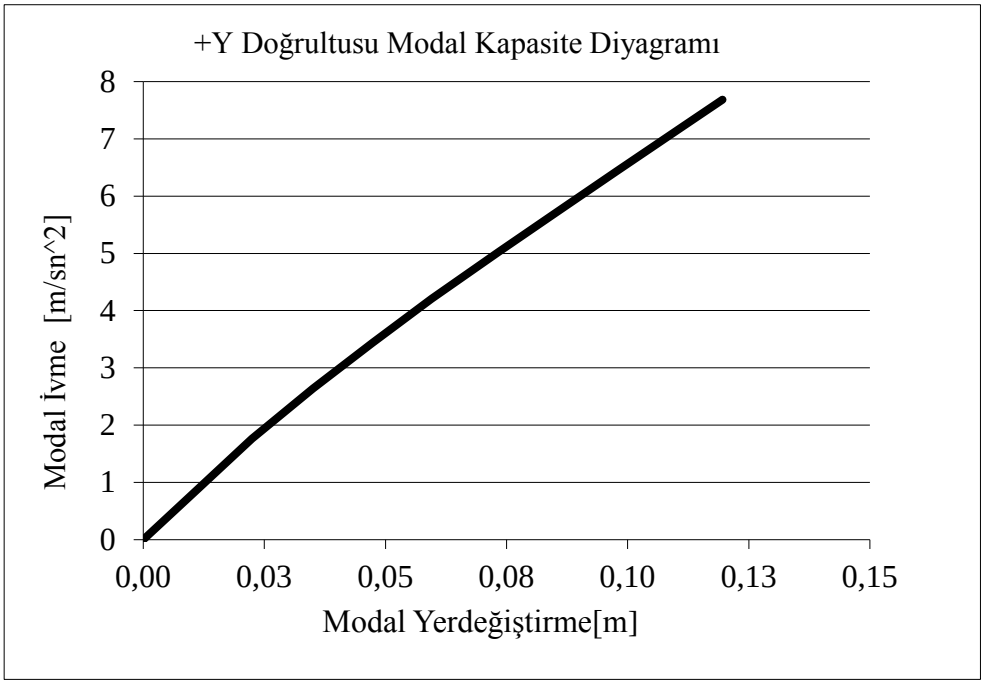
Çizelge 4.5 : +Y yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler.

ΣM	6089,91	kN*s^2/m
M1	4019,34	kN*s^2/m
Γ1	20,39	
ΦN1	0,07	
γ1	0,71	

Çizelge 4.6 : +Y yönü modal kapasite diyagramının koordinatları.(devam)

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0.00	0	4019	0.0697	20.39	0.000	0.000
0.02	3773	4019	0.0697	20.39	0.939	0.012
0.03	7080	4019	0.0697	20.39	1.761	0.022

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0.05	10615	4019	0.0697	20.39	2.641	0.035
0.07	13813	4019	0.0697	20.39	3.437	0.047
0.08	16898	4019	0.0697	20.39	4.204	0.060
0.10	20183	4019	0.0697	20.39	5.021	0.073
0.12	22985	4019	0.0697	20.39	5.719	0.085
0.14	25869	4019	0.0697	20.39	6.436	0.098
0.16	28973	4019	0.0697	20.39	7.208	0.111
0.17	30892	4019	0.0697	20.39	7.686	0.120



Şekil 4.10 : Y doğrultusu modal kapasite diyagramı.

Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı

Her iki doğrultu için modal yerdeğiştirme istemleri aşağıdaki bağıntılar kullanılarak hesaplanmıştır. (Yönetmelik 7.6.5.6)

+X deprem doğrultusu için T_{1x}=2.067 s elde edilir. Buna bağlı olarak aşağıdaki değerler bulunur:

A(T)=0.372, S_{ae1}=A(T)g=3.65 m/s^2, $(\omega)^2$=9.24

S_{de1}=0.395 m **(Denklem 3.7)**

$T_1^{(x)}$= 2.067 s > T_B=0.6 s olduğundan, C_{R1}=1'dir **(Denklem 3.9)**.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme :

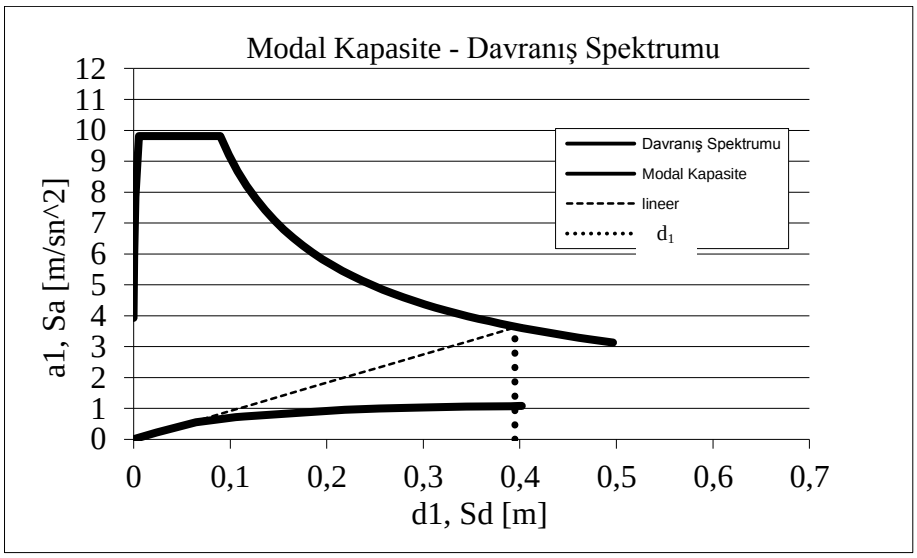
S_{di1} = 1x0.395 = 0.395 m **(Denklem 3.6)**; $d_1^{(p)}$=0.395 m **(Denklem 3.5)** bulunur.

+X deprem doğrultusu tepe yerdeğiştirme istemi,

$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)}$ **(Denklem 3.11)**

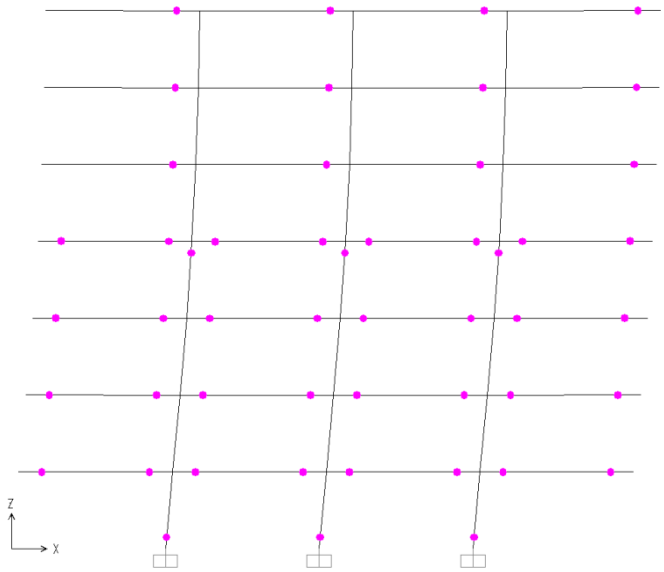
$u_{xN1}^{(p)}$ = 0.0589 x 21.95 x 0.395 = 0.510 m

Binanın +X yönünde tepe yerdeğiştirme istemi olan 0.510 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır.



Şekil 4.11 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu.

Şekil 4.12'de +X yönünde yapılan itme analizinde binanın tepe deplasman istemine ulaşıldığı adımda oluşan plastik kesitler görülmektedir.



Şekil 4.12 : +X yönü itme analizinde sistemde son adımda oluşan plastik mafsallar.

+Y deprem doğrultusu için T_{1x}=0.75 s elde edilir. Buna bağlı olarak aşağıdaki değerler bulunur:

A(T)=0.836, S_{ae1}=A(T)g=8.20 m/s^2, $(\omega)^2$=70.18

S_{de1}=0.117 m **(Denklem 3.7)**.

$T_1^{(x)}$= 0.75 s > T_B=0.6 s olduğundan, C_{R1}=1'dir **(Denklem 3.9)**.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme :

S_{di1} = 1x0.117 = 0.117 m **(Denklem 3.6)**

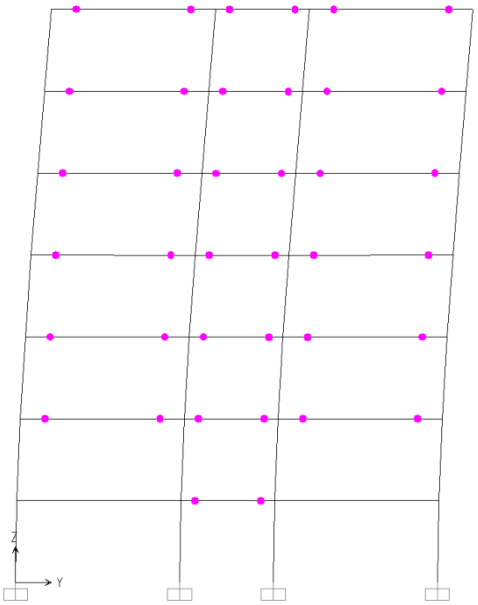
$d_1^{(p)}$=0.117 m bulunur **(Denklem 3.5)**.

+Y deprem doğrultusu tepe yerdeğiştirme istemi,

$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)}$ **(Denklem 3.11)**

$u_{xN1}^{(p)}$ = 0.0697 x 20.39 x 0.117 = 0.166 m

Binanın +Y yönünde tepe yerdeğiştirme istemi olan 0.166 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır. Aşağıda +Y yönünde yapılan itme analizinde binanın tepe deplasman istemine ulaşıldığı adımda oluşan plastik kesitler görülmektedir.



Şekil 4.13 : +Y yönü itme analizinde sistemde son adımda oluşan plastik mafsallar.

4.4.3 Kirişler için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı

Her iki doğrultuda yapılan itme analizi sonucunda kirişlerde oluşan plastik mafsallara ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşı gelen plastik eğrilik istemleri aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanmıştır, Denklem **(3.12)**.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y, Priestley formülü yardımıyla hesaplanır, [33].

$$\varphi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} \qquad \textbf{(4.9)}$$

Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir, Denklem **(3.13)**.

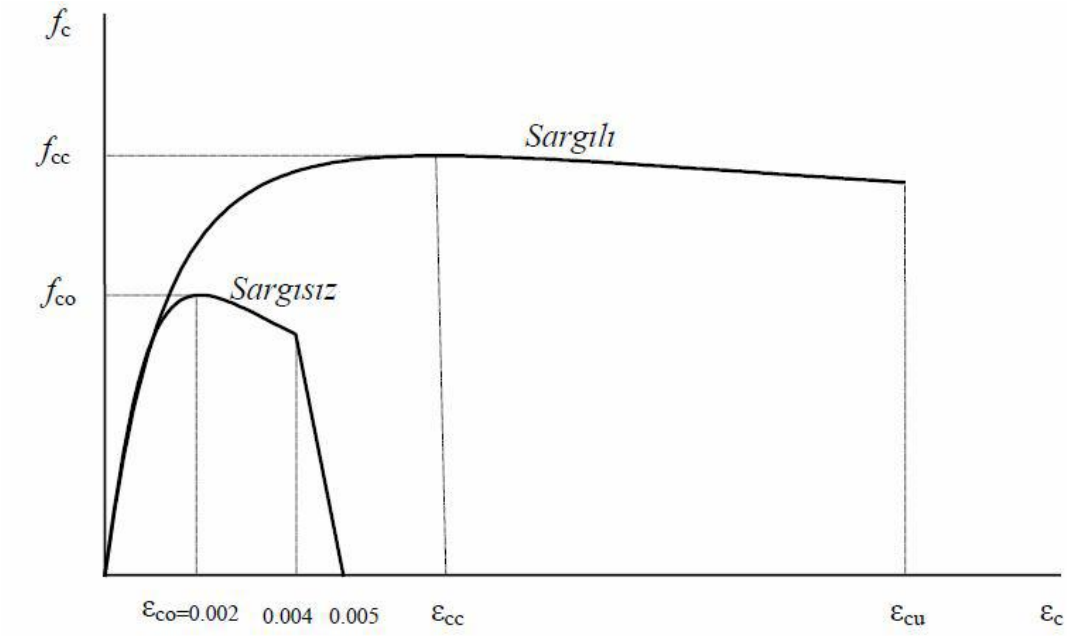
$$\phi_t = \phi_y + \phi_p$$

İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşı gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekil değiştirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirmeler daha sonra birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir.

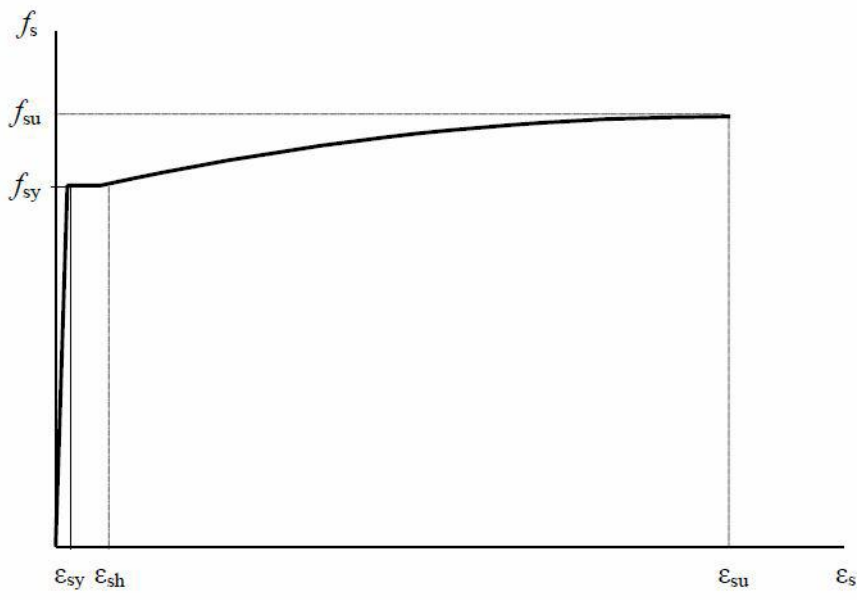
Xtract programı kullanılarak kiriş kesitinin matematiksel modeli oluşturulmuştur. Malzeme modellenmesi, beton malzemesi için Mander beton modeli kullanılmıştır, ayrıca donatı çeliğinin pekleşmesi de gözönüne alınmıştır.

Beton malzeme modelinde beton ezilme birim kısalması ε_{cu}= 0.004, beton dağılma birim kısalması ε_c= 0.005, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalması ε_{co}= 0.002, sargısız beton dayanımı f_{so} = 17 MPa olarak alınmıştır. Sargılı beton için maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi ε_{cu}= 0.02 değerleri kullanılmıştır.

Donatı modelinde mevcut projede kullanılan, S420 çeliği için akma birim uzaması ε_{sy}= 0.0021, pekleşme başlangıcındaki birim uzama ε_{sy}= 0.008, kopma birim uzaması, ε_{su}= 0.1, donatı çeliği akma dayanımı f_{sy} = 420 MPa, kopma dayanımı f_{su} = 550 MPa kullanılmıştır.



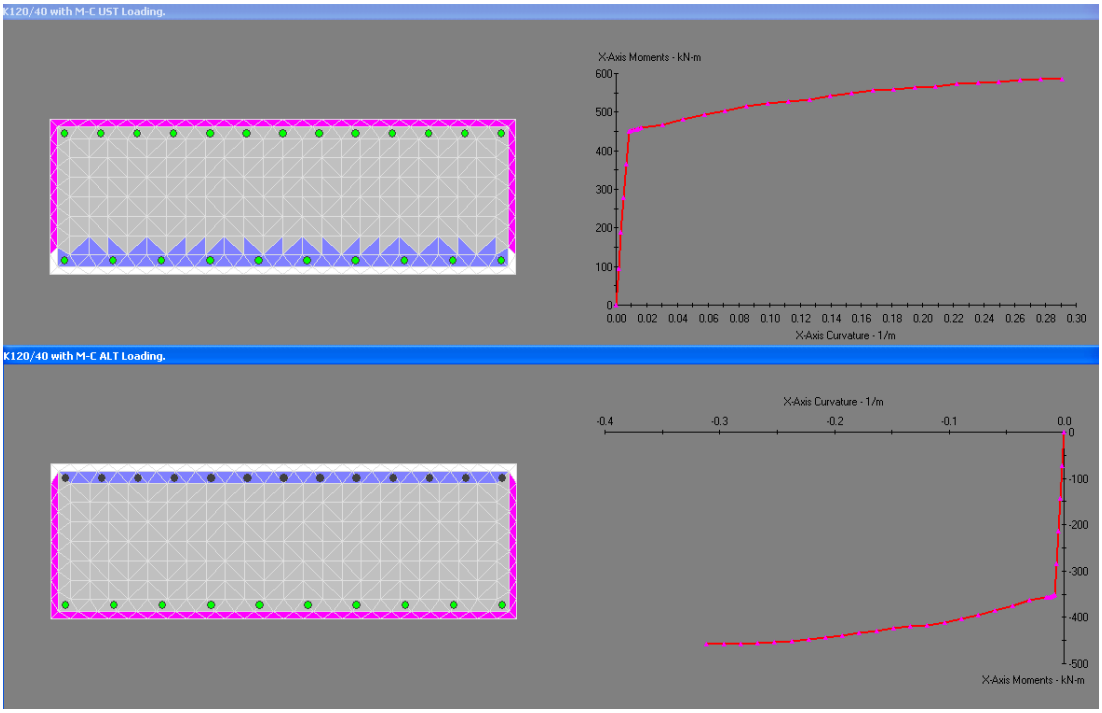
Şekil 4.14 : Kesit analizi için kullanılan beton modeli.



Şekil 4.15 : Kesit analizi için kullanılan çelik modeli.

Kirişlere ait birim şekil değiştirme istemlerinin ve hasar durumlarının belirlenmesi aşağıdaki örnek hesap ile daha ayrıntılı bir şekilde sunulmuştur.

K106 Kirişi İçin Örnek Hesap



Şekil 4.16 : Xtract programında 120/40 kiriş kesitine ait matematiksel model.

Statik itme analizi sonucunda K106 kirişinin sağ ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik istemi bulunur. Plastik mafsal boyu olarak, çalışan doğrultudaki enkesit yüksekliğinin yarısı alınır.

b = 120 cm

h = 40 cm

l_P = 40 / 2=20 cm

θ_p = 0.0359 radyan

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} = 0.179 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğriliği ile toplanarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem (4.9) da verilen Priestley (2000) formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = 0.011025 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.190 \text{ rad / m}$$

Yapılan eğilme momenti - eğrilik analizi sonucunda, bulunan toplam eğriliklerden, beton basınç birim şekildeğiştirmesi ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri elde edilir. Kirişin sağ ucu için elde edilen mafsal, pozitif moment-eğrilik ilişkisi kullanılarak aşağıdaki değerler bulunmuştur.

$\varepsilon_c = 0.00114$, $\varepsilon_s = 0.0564$

Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir.

$\varepsilon_c = 0.00114 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$

$(\varepsilon_s)_{GV} = 0.04 < \varepsilon_s = 0.0564 < (\varepsilon_s)_{GÇ} = 0.06$

Buna göre, kesit hasar bölgesi ileri hasar bölgesi olarak belirlenir.

4.4.4 Kolonlar için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı

Her iki doğrultuda yapılan itme analizi sonucunda kolonlarda oluşan plastik kesitlere ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır, Denklem **(3.12**).

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

l_p boyu olarak, ilgili kolonun kesitinin itme analizi doğrultusundaki boyunun yarısı alınmıştır. (Yönetmelik 7.6.4.1). Örneğin 70x70 kare kolonun her iki doğrultuda da çalışan boyut 70 cm olduğundan l_p = 70/2 = 35 cm olarak dikkate alınmıştır.

Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y, Priestley formülü yardımıyla hesaplanır, Denklem **(4.9)**

$$\varphi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h}$$

Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir, Denklem **(3.13**).

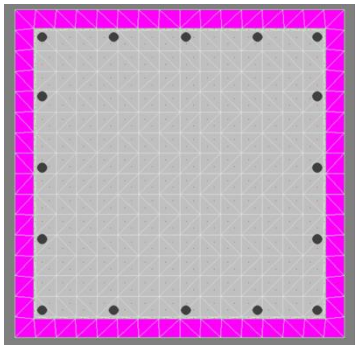
$$\phi_t = \phi_y + \phi_p$$

Kesitte hasar durumunun pratik bir yolla belirlenmesi için Yönetmelik (7.6.9)'da tanımlanan kesit birim şekildeğiştirme kapasitelerine karşı gelen normal kuvvet – toplam eğrilik diyagramları kullanılmıştır.

Her normal kuvvet seviyesi için yukarıda belirtilen Mander beton modeli kullanılarak moment – eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Kesit analizi yapılan programa (XTRACT) performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet – toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet – toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitlerin hasar bölgeleri belirlenmiştir.

Kolon İçin Birim Şekildeğiştirme Örnek Hesabı

Şekil 4.17'da geometrisi ve donatısı verilen S101 kolonu için yukarıda belirtilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılmıştır. Enine donatı ile çevrelenen beton için sargılı ve kabuk betonu için ise sargısız beton modelleri kullanılmıştır.



Şekil 4.17 : Eğilme analizi kolon modeli (70x70 cm), 16Φ20.

Toplam eğrilik hesabı ; Y doğrultusunda itme analizi için çalışan boyu 0.7 m'dir, dolayısıyla l_p =0.7/2 =0.35m

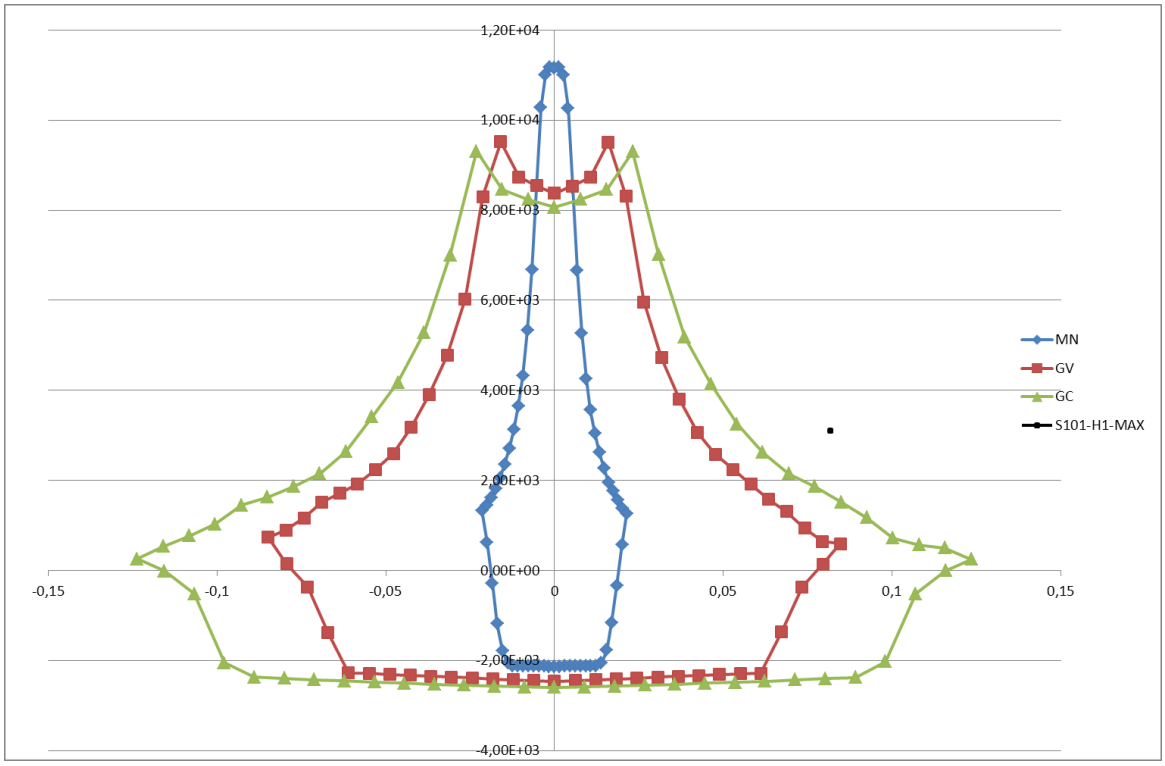
Analiz sonucunda elde edilen maksimum plastik dönme istemi : θ_p = 0.0264 rad

Plastik eğrilik istemi : $\phi_p = \theta_p / l_p$ = 0.0264 / 0.35 = 0.0754 rad/m

Eksenel kuvvet istemi; N = 3102 kN (basınç)

Akma eğriliği : ϕ_y = 0.0063 rad/m

Toplam eğrilik istemi : ϕ_t = 0.0754 + 0.00630 = 0.0817 rad/m olarak hesaplanır.



Şekil 4.18 : S101 kolonuna ait eksenel kuvvet – toplam eğrilik ilişkisi.

Şekil 4.18'den görüldüğü gibi, S101 kolon kesiti için eksenel yük istemine karşı gelen toplam eğrilik GC ile gösterilen göçme bölgesi için çizilen diyagramın dışında kalmaktadır. Dolayısıyla bu kolonun alt ucundaki plastik kesit *GöçmeBölgesi*'ndedir. (Yönetmelik 7.3.3)

4.4.5 Kiriş ve kolon için kesme kuvveti kapasitesi kontrolü

K106 kirişi için,

$V_c = 0.8 \cdot 0.65 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot d = 0.8 \cdot 0.65 \cdot 0.35 \cdot 17^{1/2} \cdot 1200 \cdot 400 = 160.19$ kN

Enine donatının katkısı : Enine donatı 2ϕ10/20 cm

$V_s = A_s f_{ys} (d/s) = 316 \cdot 420 \cdot [\,(400\text{-}30) / 200\,] = 245.53$ kN

Kesme kuvveti istemi $V = 110$ kN (+X deprem doğrultusu itme analizinden)

$V_r = V_c + V_s = 160.19 + 245.53 = 405.72 > 110$ kN

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

S108 kolonu için,

Betonun katkısı :

$\gamma = 0.07$, $N = 3101$ kN

$V_c = 0.8 \cdot 0.65 \cdot f_{ctm} b_w d\,[\,(A_c + \gamma N) / A_c\,]$

$V_c = 0.8 \cdot 0.65 \cdot 0.35 \cdot 17^{1/2} \cdot 700 \cdot 700 \cdot [(490000 + 0.07 \cdot 3101000) / 490000] = 530.59$ kN

Enine donatının katkısı :

$V_s = A_s f_{ys} (d/s) = 316 \cdot 420 \cdot [(700\text{-}30) / 200] = 444.61$ kN

Kesme kuvveti istemi $V = 129.50$ kN

$V_t = V_c + V_s = 530.59 + 444.61 = 975.20$ kN > 129.50 kN

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

4.5 Bina Performans Değerlendirmesi

a) +X deprem doğrultusunda yapılan analiz.

- 1., 2. ve 3. kat kirişlerinden plastikleşen tüm kesitler İleri Hasar Bölgesindedir (İHB) (Çizelge 4.8).

- 4. kat plastikleşen kirişlerinin %62.5'i Belirgin Hasar Bölgesi (BHB), %37.5'i ise İleri Hasar Bölgesi (İHB) içindedir.
- 5. ve 6. kat plastikleşen tüm kiriş kesitleri Belirgin Hasar Bölgesindedir (BHB).
- 7. kat plastikleşen tüm kiriş kesitleri Minumum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- 1. kat plastikleşen kolonlarının tümü Göçme Bölgesindedir(GB).
- 4. ve 5. kat plastikleşen tüm kolon kesitleri Minumum Hasar Bölgesindedir (MHB) (Çizelge 4.7).

Tasarım depremi altında +X deprem doğrultusunda yapılan itme analizi sonucunda yapı deprem performansı Can Güvenliği (CG) performansını sağlamamaktadır. Hasar kesitlerinin özet çizelgeleri aşağıda Çizelge 4.7 ve Çizelge 4.8'de verilmiştir.

Çizelge 4.7 : +X yönü depremde kolon hasar seviyeleri.

		50 Yılda Aşılma Olasılığı %10							
Kat NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
5K	12	6				50%			
4K	12	8				66.6%			
1K	12				12				100%
TOPLAM	36	14	0	0	12	38.8%	0%	0%	33%

Çizelge 4.8 : +X yönü depremde kiriş hasar seviyeleri.

		50 Yılda Aşılma Olasılığı %10							
Kat NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
7K	16	16				100%			
6K	16		16				100%		
5K	16		16				100%		
4K	16		10	6			62.5%	37.5%	
3K	16			16				100%	
2K	16			16				100%	
1K	16			16				100%	
TOPLAM	112	16	42	54	0	14.5%	37.5%	48%	0%

b) +Y deprem doğrultusunda yapılan analiz;

Tasarım depremi altında +Y deprem doğrultusunda yapılan itme analizi sonucunda, taşıyıcı sistemin deprem performansı Can Güvenliği (CG)'ni sağlamaktadır.
Y doğrultusundaki perdelerin varlığı ve deplasman değerlerinin az olmasından dolayı çok az kesitte plastikleşme oluşmaktadır ve bu değerler minumum hasar bölgesinde kalmaktadır.

5. GÜÇLENDİRME TASARIMI

5.1 Kabuller

Mevcut taşıyıcı sistemin deprem performansının değerlendirilmesi DBYBHY 2007 Bölüm 7 esas alınarak önceki bölümlerde yapılmıştır. Konut olarak kullanılan yapı +X deprem doğrultusuna ait performansı can güvenliğini sağlamamaktadır. +Y deprem doğrultusunda ise can güvenliği performans seviyesindedir.

Yapıya ait perdelerin özellikle Y deprem doğrultusunda bulunması ve X deprem doğrultusuna ait deprem yüklerinin sadece çerçeveler ile taşındığı görülmektedir. X deprem doğrultusunda oldukça narin olan yapının, bu deprem doğrultusuna ait deplasman istemi 51 cm olarak belirlenmiştir (Şekil 4.7). Yapıya uygulanacak güçlendirme tasarımı kesinlikle bu büyük deplasman talebini azaltıcı yönde olmalıdır. Bu yetersizlikten dolayı, yapı X deprem doğrultusunda iki farklı çelik çerçeve yöntemiyle (merkezi çelik çaprazlar ve dış merkez çelik çaprazlar) güçlendirilecektir.

Çelik çaprazlar ile güçlendirilen bu yapının performans hedefi : DBYBHY 2007'de konutlar için tariflenen can güvenliği performans düzeyidir. Bundan dolayı, deprem yönetmeliğindeki elastik ivme spektrumu alınmış, böylelikle aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan deprem için analiz yapılmıştır.

Y deprem doğrultusunda yapı can güvenliğini sağladığı için tekrarlanan hesaplar çelik çerçeve ile güçlendirilmiş X deprem doğrultusu için yapılmıştır.

5.2 Performansa Dayalı Tasarımda FEMA Yaklaşımı

DBYBHY 2007 ve FEMA-356 performansa dayalı tasarımda genel hatlarıyla aynı olmakla beraber, FEMA-356 daha kapsamlı olasılıklı deprem etki seviyelerine ve yapı performans hedef sınıflandırılmasına sahiptir. Çizelge 5.1'de FEMA-356'da

tanmlanan deprem hareketleri ve ortalama dönüş periyotları, Çizelge 5.2'de FEMA-356'da belirtilen yapı performans hedeflerinin sınıflandırılması verilmiştir.

Çizelge 5.1 : FEMA-356'da tanımlanan deprem hareketleri ve ortalama dönüş periyotları.

Deprem Aşılma Olasılığı	Ortalama Dönüş Periyodu
%50/50 yıl	72
%20/50 yıl	225
%10/50 yıl	474
%2/50 yıl	2475

Çizelge 5.2 : FEMA-356'da belirtilen yapı performans hedeflerinin sınıflandırılması.

	Hedeflenen Yapı Performans Seviyesi			
Deprem Etki Seviyesi	Kullanıma Devam Performans Seviyesi (1-A)	Hemen Kullanım Performans Seviyesi (1-B)	Can Güvenliği Performans Seviyesi (3-C)	Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi (5-E)
%50/50 yıl	a	b	c	d
%20/50 yıl	e	f	g	h
TGD-1(%10/50 yıl)	i	j	k	l
TGD-2(%2/50 yıl)	m	n	o	p

Temel Güvenlik Depremi-1 (TGD-1)

50 yılda aşılma olasılığı %10 olan ve geri dönüş periyodu 474 yıl olan yer hareketini tanmlar. TGD-1, TGD-2'nin üçte ikisinden küçüktür. TGD-1'e tasarım depremide diyebiliriz. Yapının ekonomik ömrü boyunca meydana gelmesi düşük olasılıklıdır.

Temel Güvenlik Depremi-2 (TGD-2)

50 yılda aşılma olasılğı %2 olan ve geri dönüş periyodu 2475 yıl olan yer hareketidir. Bu yer hareketi tanımlanan maksimum depremdir ve etkileri tasarım depreminin 1.25-1.5 katı kadardır. FEMA-356'da bina önem katsayısının arttırılmasıyla böyle bir deprem tanımlanır.

Tasarımda kullanılacak ivme spektrumları ve bu spektrumların karakteristik değerleri FEMA dökümanlarında yukarıda tanımlanan yer hareketlerine ve sismik bölgelere bağlı olarak verilmektedir.

Çizelge 5.2'de verilen performans hedeflerinin seçiminde, seçilecek güvenlik seviyesinin yanında kabul edilecek deprem seviyelerinin belirlenmesi de etkili olacaktır.

5.2.1 Yapısal performans seviyeleri

Seçilen bir deprem etkisi altında yapıda meydana gelmesi öngörülen hasar miktarının sınır durumları performans seviyeleri olarak nitelendirilebilir. Bu sınır durumlar yapının kullanım amacını, yapıdaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların hasar durumlarını, yer hareketi esnasında ve sonrasında can güvenliği sağlanıp sağlanmadığın, hasarın neden olduğu ekonomik kayıpları referans alarak belirtmektedir. Hedeflenen performans seviyesi, yapısal performans seviyesi ve yapısal olmayan performans seviyelerinin kombinasyolarıyla belirlenmektedir. Bir yapının yapısal performans seviyesi, dört ayrı yapısal performans seviyesinden ve iki yapısal performans aralığından oluşmaktadır. Bu aralıklar Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4'te verilmiştir.

Çizelge 5.3 : Yapısal (S) performans seviyeleri.

Performans Seviyesi	FEMA-356 Kodu
Hemen Kullanım	S-1
Can Güvenliği	S-3
Göçmenin Önlenmesi	S-5
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	S-6

Çizelge 5.4 : Yapısal (S) performans aralıkları.

Performans Aralığı	FEMA-356 Kodu
Hasar Kontrol	S-2
Sınırlı Güvenlik	S-4

Hasar Kontrol Performans Aralığı, Hemen Kullanım Performans Seviyesi (S-1) ile Can Güvenliği Performans Seviyelerinin (S-3) enterpolosyonundan elde edilmektedir.

Sınırlı Güvenlik Performans Aralığı ise Can Güvenliği Performans Seviyesi (S-3) ile Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyelerinin (S-5) geçerli kabul edilebilirlik kriterlerinin enterpolasyonundan elde edilir.

5.2.2 Yapısal olmayan performans seviyeleri

FEMA-356'da taşıyıcı olmayan yapı elemanları için tanımlanan performans seviyeleri Çizelge 5.5'te verilmiştir.

Çizelge 5.5 : Yapısal olmayan (N) performans aralıkları.

Performans Seviyesi	FEMA-356 Kodu
Kullanıma Devam	N-A
Hemen Kullanım	N-B
Can Güvenliği	N-C
Azaltılmış Hasar	N-D
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	N-E

5.2.3 Yapı performans seviyeleri ve aralıkları

Yapının yer hareketi etkisi altında öngörülen performansı, hasar, güvenlik, ekonomik kayıp ve kullanımının aksamasının doğurduğu sakıncaların tümü olarak ifade edilmektedir. Hedeflenen performans seviyesi, yapısal ve yapısal olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır.

Hedeflenen performans seviyesi, yapısal performans seviyelerinin FEMA-356'da verilen kodlarının (S-1, S-3, S-5) sadece rakam kısmı ve yapısal olmayan performans seviyelerinin (N-A, N-B, N-C, N-D, N-E) sadece ikinci harfi alınarak 1-C (S1+NC) şeklinde belirtilmektedir, Çizelge 5.6.

Çizelge 5.6 : Hedeflenen yapı performans seviyesi ve aralıkları.

	Yapısal Performans Seviye ve Aralıkları					
Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri	S-1 Hemen Kullanım	S-2 Hasar Kontrol	S-3 Can Güvenliği	S-4 Sınırlı Güvenlik	S-5 Göçmenin Önlenmesi	S-6 Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye
N-A Kullanıma Devam	Kullanıma Devam 1-A	2-A	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez
N-B Hemen Kullanım	Hemen Kullanım 1-B	2-B	3-B	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez
N-C Can Güvenliği	1-C	2-C	Can Güvenliği 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Azaltılmış Hasar	Kullanımı Önerilmez	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	4-E	Göçmenin Önlenmesi 5-E	Kullanımı Önerilmez

5.3 Merkezi Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Betonarme Yapının Performans Analizi

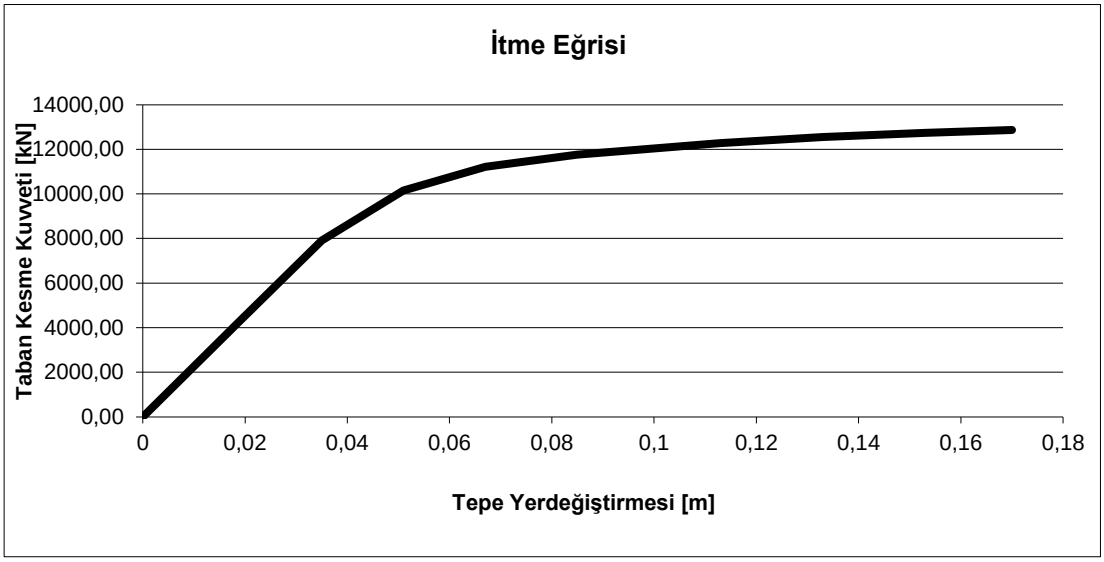
Yapının X doğrultusu istenilen performans seviyesini gösterebilmesi için dıştaki iki aksa merkezi çelik çaprazlar ilave edilmiştir. İlave edilen çelik çaprazlar 2 adet U 200 profilin ağız ağıza sürekli kaynaklanması ile kutu kesit teşkil edilmiştir. Çelik çaprazlara FEMA-356'da tarif edilen plastik mafsallar atanmıştır. Yapılan güçlendirme işleminde, çelik profillerin hasar alması, betonarme kesitlerin ise istenilen performans seviyesinde olması gözetilmiştir. Çizelge 5.7'de yapılan güçlendirme sonrası elde edilen yapı etkin modları gösterilmiştir.

Çizelge 5.7 : Bina etkin modları.

Mod	Periyot	Etkin Kütle Oranı	
	(s)	X Yönü	Y Yönü
1	0.83	0.73	0
2	0.73	0	0.70

5.3.1 İtme eğrisinin elde edilmesi

Düşey yükler altında çözüm ile birlikte hesap yapılacak deprem doğrultusundaki hakim periyodlar ile deprem hesabı yapılmıştır. Başlangıç koşulu G+nQ yüklemesinin ardından, hesaplanan deprem kuvveti ile birlikte itme analizi yapılmıştır. Buna göre X doğrultusunda hesaplanan itme eğrisi Şekil 5.1'de verilmiştir.



Şekil 5.1 : +X deprem doğrultusu itme eğrisi.

5.3.2 Modal kapasite diyagramının belirlenmesi

X doğrultusunda elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, koordinatları birinci moda ait modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı elde edilir. Çizelge 5.8'de +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler, Çizelge 5.9'da modal kapasite koordinatları. Şekil 5.2'de X doğrultusu modal kapasite diyagramı verilmiştir.

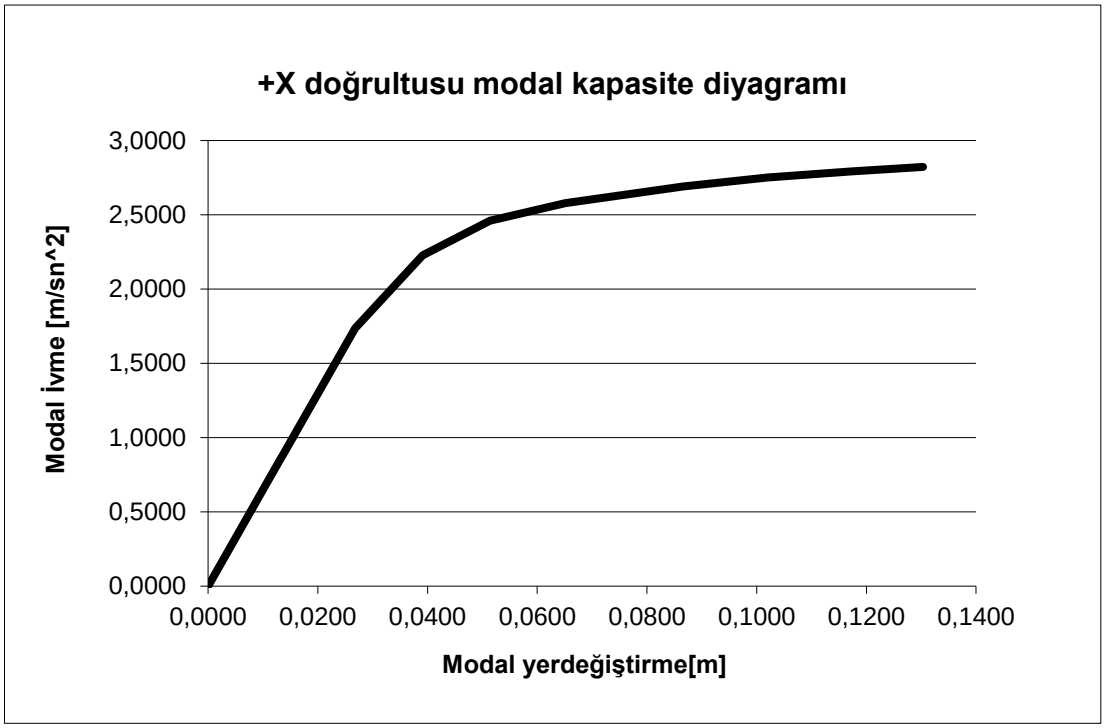
Çizelge 5.8 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler.

ΣM	6247,6045	kN*s^2/m
M1	4560,7513	kN*s^2/m
Γ1	23,26	
ΦN1	0,0561	
γ1	0,73	

Çizelge 5.9 : +X yönü modal kapasite diyagramı koordinatları.(devam)

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0,00	0,00	4552,2681	0,0561	23,26	0,0000	0,0000
0,02	3852,07	4552,2681	0,0561	23,26	0,8462	0,0130

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0,02	4076,22	4552,2681	0,0561	23,26	0,8954	0,0138
0,04	7915,39	4552,2681	0,0561	23,26	1,7388	0,0268
0,05	10152,34	4552,2681	0,0561	23,26	2,2302	0,0391
0,07	11216,16	4552,2681	0,0561	23,26	2,4639	0,0514
0,09	11758,93	4552,2681	0,0561	23,26	2,5831	0,0651
0,11	12272,57	4552,2681	0,0561	23,26	2,6959	0,0866
0,13	12547,73	4552,2681	0,0561	23,26	2,7564	0,1019
0,15	12729,32	4552,2681	0,0561	23,26	2,7963	0,1173
0,17	12866,87	4552,2681	0,0561	23,26	2,8265	0,1303



Şekil 5.2 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı.

5.3.3 Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı

+X deprem doğrultusu için,

T_{1x}=0.830 s

A(T)=0.771, S_{ae1}=A(T)g=7.57 m/s^2, $(\omega)^2$=57.31

S_{de1}=0.132m şeklinde bulunur.

$T_1^{(x)}$= 0.830 s > T_B=0.6 s olduğundan, C_{R1}=1'dir.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme :

S_{di1} = 1x0.132 = 0.132 m

$d_1^{(p)}$=0.132 m bulunur.

+X deprem doğrultusu tepe yerdeğiştirme istemi,

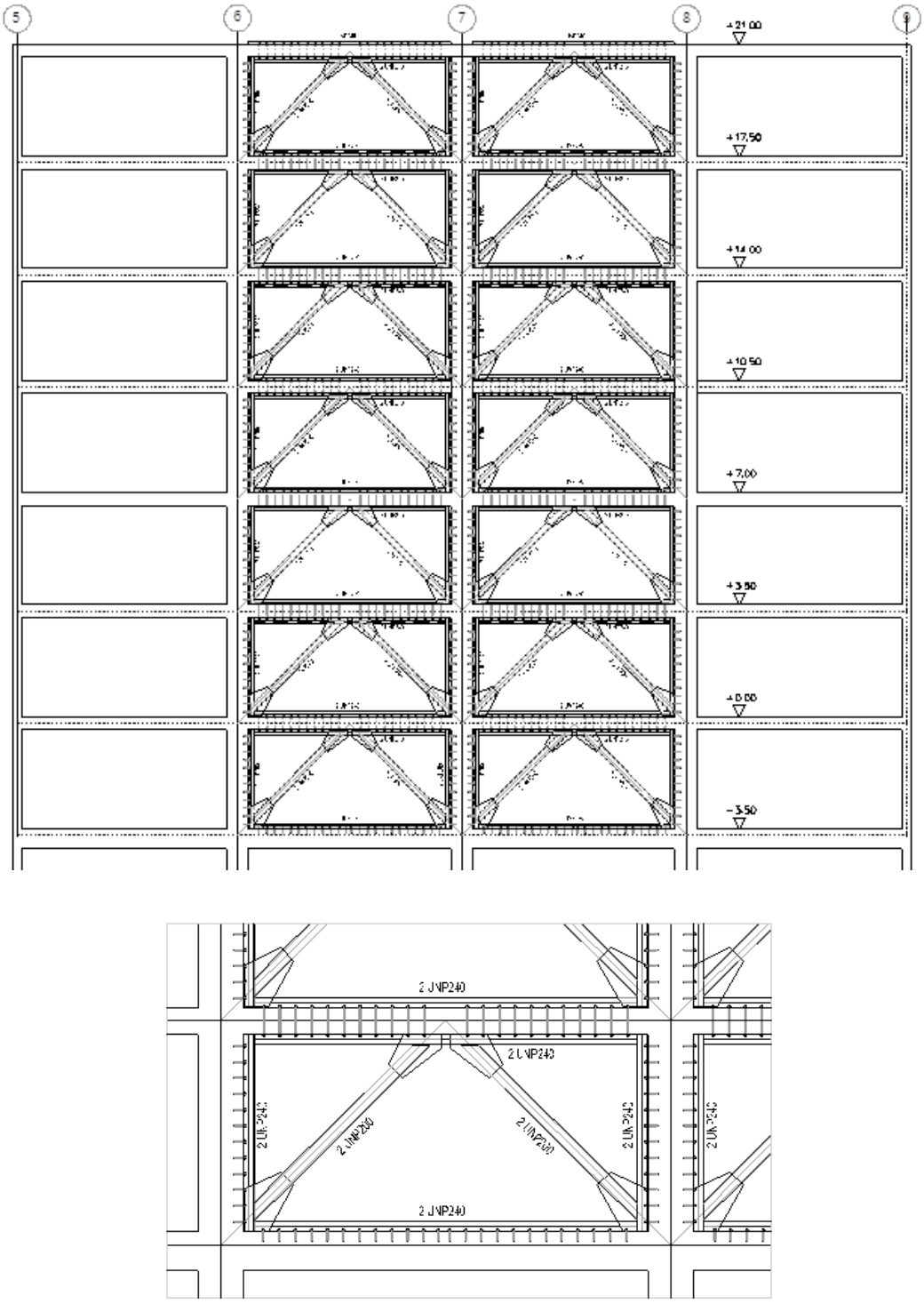
$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)}$

$u_{xN1}^{(p)}$ = 0.0561 x 23.26 x 0.132 = 0.170 m

Binanın +X yönünde tepe yerdeğiştirme istemi olan 0.170 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır.

5.3.4 Merkezi çelik çaprazlar

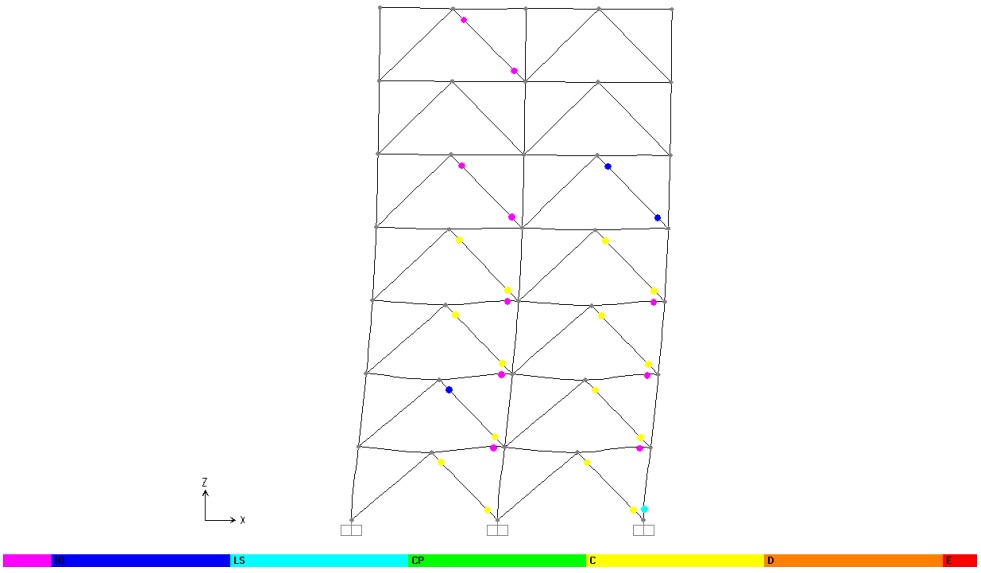
Yapının en dış iki aksına ters V merkezi çelik çaprazlar eklenerek binanın güçlendirilmesi hedeflenmiştir. Çelik çaprazların betonarme elemanlarla beraber çalışabilmesi için kiriş ve kolon yüzlerine önce 2XU240 profiller ankrajlanmıştır. Çapraz kesiti olarak 2XU200 profil kullanılmış olup bu profiller kolon ve kiriş yüzlerinde bulunan profillere plaka yardımıyla bağlanmıştır. Şekil 5.3 de A-D aks görünüşleri verilmiştir.



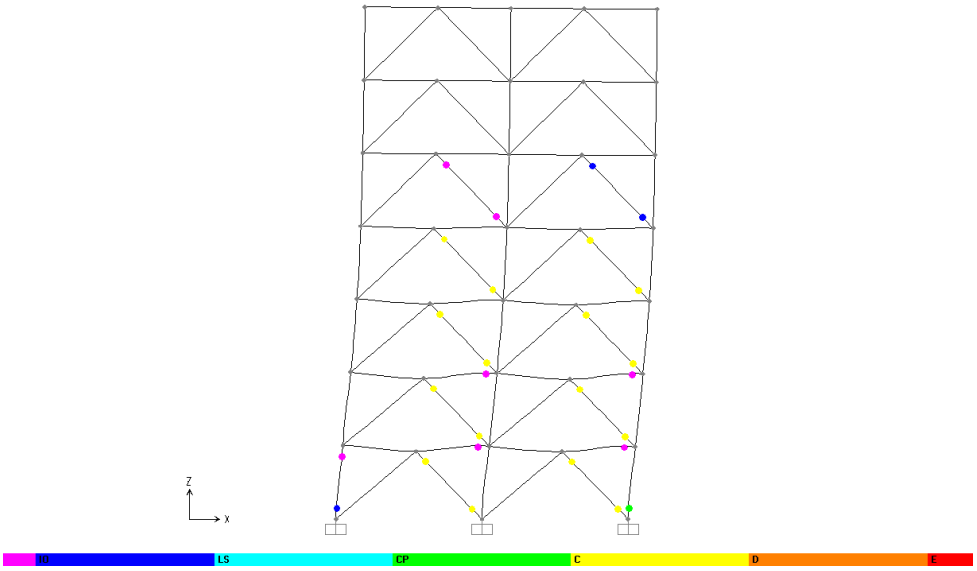
Şekil 5.3 : A-D aks görünüşleri.

5.3.5 Analiz sonrası merkezi çelik çaprazların hasar seviyesi

Analiz sonrası çelik çaprazların performans seviyelerine göre hasar durumları Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'de gösterilmiştir.



Şekil 5.4 : D aksı merkezi çelik çapraz hasar aralıkları.



Şekil 5.5 : A aksı merkezi çelik çapraz hasar aralıkları.

Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'de geçen aralıklar;

A-B : Doğrusal elastik davranış bölgesi

B-IO : Elastik ötesi-hemen kullanım seviyesi aralığı

IO-LS : Hemen kullanım-can güvenliği seviyesi aralığı

LS-CP : Can güvenliği-göçmenin önlenmesi seviye aralığı

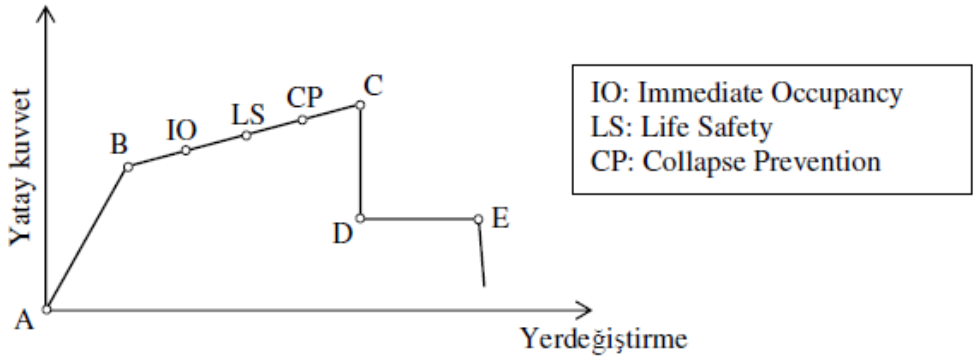
CP-C : Göçmenin önlenmesi-göçme sınırı aralığı

C-D : Gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık

D-E : Göçme Bölgesi

>E : Tamamen göçme noktası

olarak tanımlanmaktadır. Bu aralıklar bir kapasite eğrisi üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 5.6 : Kapasite eğrisi üzerinde performans aralıkları.

5.3.6 Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş betonarme yapının performans durumu

5.3.6.1 Betonarme kolonlar

Çizelge 5.10 : Betonarme kolonların hasar yüzdeleri.

50 Yılda Aşılma Olasılığı %10									
Kat NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
2K	12	1				8.33%			
1K	12		12				100%		
TOPLAM	36	1	12	0		2.77%	33.3%	0%	0%

5.3.6.2 Betonarme kirişler

Çizelge 5.11 : Betonarme kirişlerin hasar yüzdeleri.

		50 Yılda Aşılma Olasılığı %10							
Kat NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
4K	16	16				100%			
3K	16		16				100%		
2K	16		16				100%		
1K	16		16				100%		
TOPLAM	64	16	48	0	0	25%	75%		

Tasarım depremi altında +X deprem doğrultusunda yapılan itme analizi sonucunda, taşıyıcı sistemin deprem performansı Can Güvenliği (CG)'ni sağlamaktadır.

5.4 Dış Merkez Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Betonarme Yapının Performans Analizi

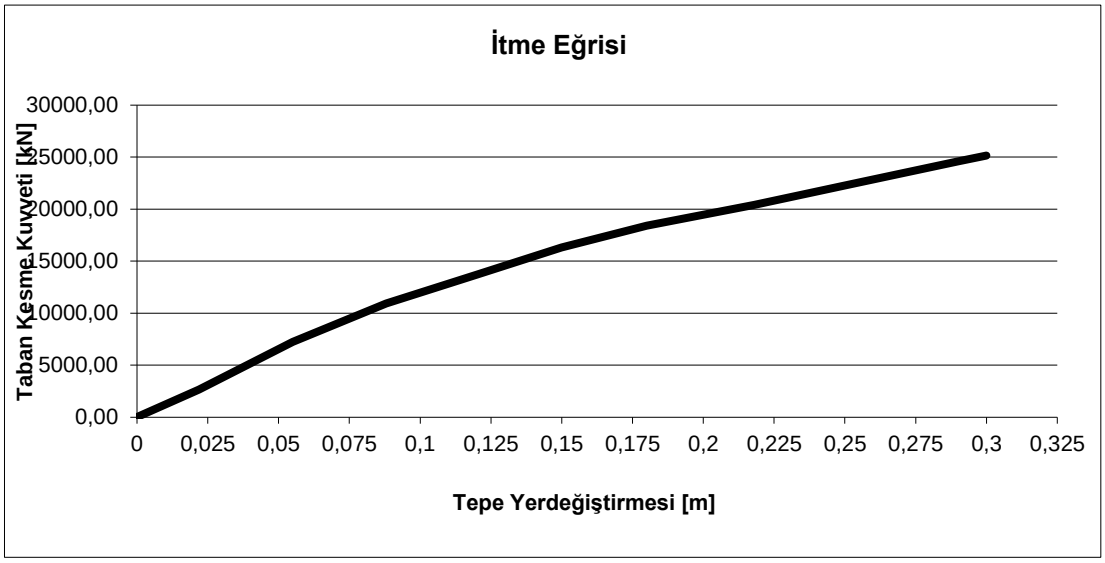
Yapının X doğrultusu istenilen performans seviyesini gösterebilmesi için dıştaki iki aksa dış merkez çelik çaprazlar ilave edilmiştir. İlave edilen çelik çaprazlar 2 adet U 240 profilin ağız ağıza sürekli kaynaklanması ile kutu kesit teşkil edilmiştir. Çelik çaprazlara FEMA-356'da tarif edilen plastik mafsallar atanmıştır. Yapılan güçlendirme işleminde, çelik profillerin hasar alması, betonarme kesitlerin ise istenilen performans seviyesinde olması gözetilmiştir. Çizelge 5.12'de yapılan güçlendirme sonrası elde edilen yapı etkin modları gösterilmiştir.

Çizelge 5.12 : Bina etkin modları.

Mod	Periyot	Etkin Kütle Oranı	
	(s)	X Yönü	Y Yönü
1	1.07	0.82	0
2	0.97	0	0.70

5.4.1 İtme eğrisinin elde edilmesi

Düşey yüler altında çözüm ile birlikte hesap yapılacak deprem doğrultusunda ki hakim periyodlar ile deprem hesabı yapılmıştır. Başlangıç koşulu G+nQ yüklemesinin ardından, hesaplanan deprem kuvveti ile birlikte itme analizi yapılmıştır. Buna göre X doğrultusunda hesaplanan itme eğrisi Şekil 5.7'de verilmiştir.



Şekil 5.7 : +X deprem doğrultusu itme eğrisi.

5.4.2 Modal kapasite diyagramının belirlenmesi

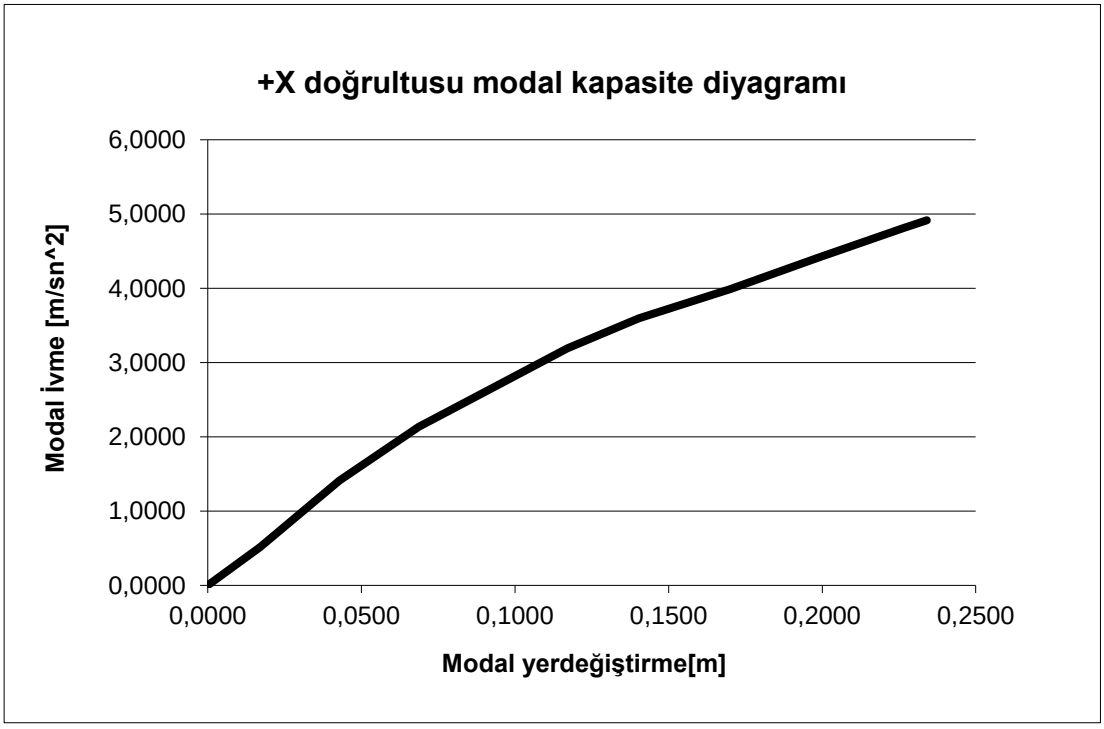
X doğrultusunda elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, koordinatları birinci moda ait modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı elde edilir. Bu diyagram elde edilirken kullanılan değerler, Çizelge 5.13 ve Çizelge 5.14'te verilmiştir. Şekil 5.8'de ise X doğrultusu modal kapasite diyagramı verilmiştir.

Çizelge 5.13 : +X yönü modal kapasite diyagramı için kullanılan değerler.

ΣM	6259,735	kN*s^2/m
M1	5132,9827	kN*s^2/m
Γ1	22,45	
ΦN1	0,0571	
γ1	0,82	

Çizelge 5.14 : +X yönü modal kapasite diyagramı koordinatları

UN1 [m]	V1 [kN]	M1	ΦN1	Γ1	a1	d1
0,00	0,00	5132,9827	0,0571	22,45	0,0000	0,0000
0,02	2634,00	5132,9827	0,0571	22,45	0,5132	0,0171
0,06	7221,24	5132,9827	0,0571	22,45	1,4068	0,0429
0,09	10926,00	5132,9827	0,0571	22,45	2,1286	0,0687
0,12	13703,00	5132,9827	0,0571	22,45	2,6696	0,0936
0,15	16323,00	5132,9827	0,0571	22,45	3,1800	0,1170
0,18	18392,00	5132,9827	0,0571	22,45	3,5831	0,1404
0,22	20403,82	5132,9827	0,0571	22,45	3,9750	0,1701
0,26	22569,26	5132,9827	0,0571	22,45	4,3969	0,1990
0,29	24580,20	5132,9827	0,0571	22,45	4,7887	0,2263
0,30	25124,83	5132,9827	0,0571	22,45	4,8948	0,2341



Şekil 5.8 : X doğrultusu modal kapasite diyagramı.

5.4.3 Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı

+X deprem doğrultusu için,

T1x=1.07s

A(T)=0.630, Sae1=A(T)g=6.175m/s2, $(\omega)^2$=34.48

Sde1=0.179 m şeklinde bulunur.

T1(x)= 1.07s > TB=0.6 s olduğundan, CR1=1'dir.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme :

Sdi1 = 1x0.179 = 0.179 m

d1(p)=0.179 m bulunur.

+X deprem doğrultusu tepe yerdeğiştirme istemi,

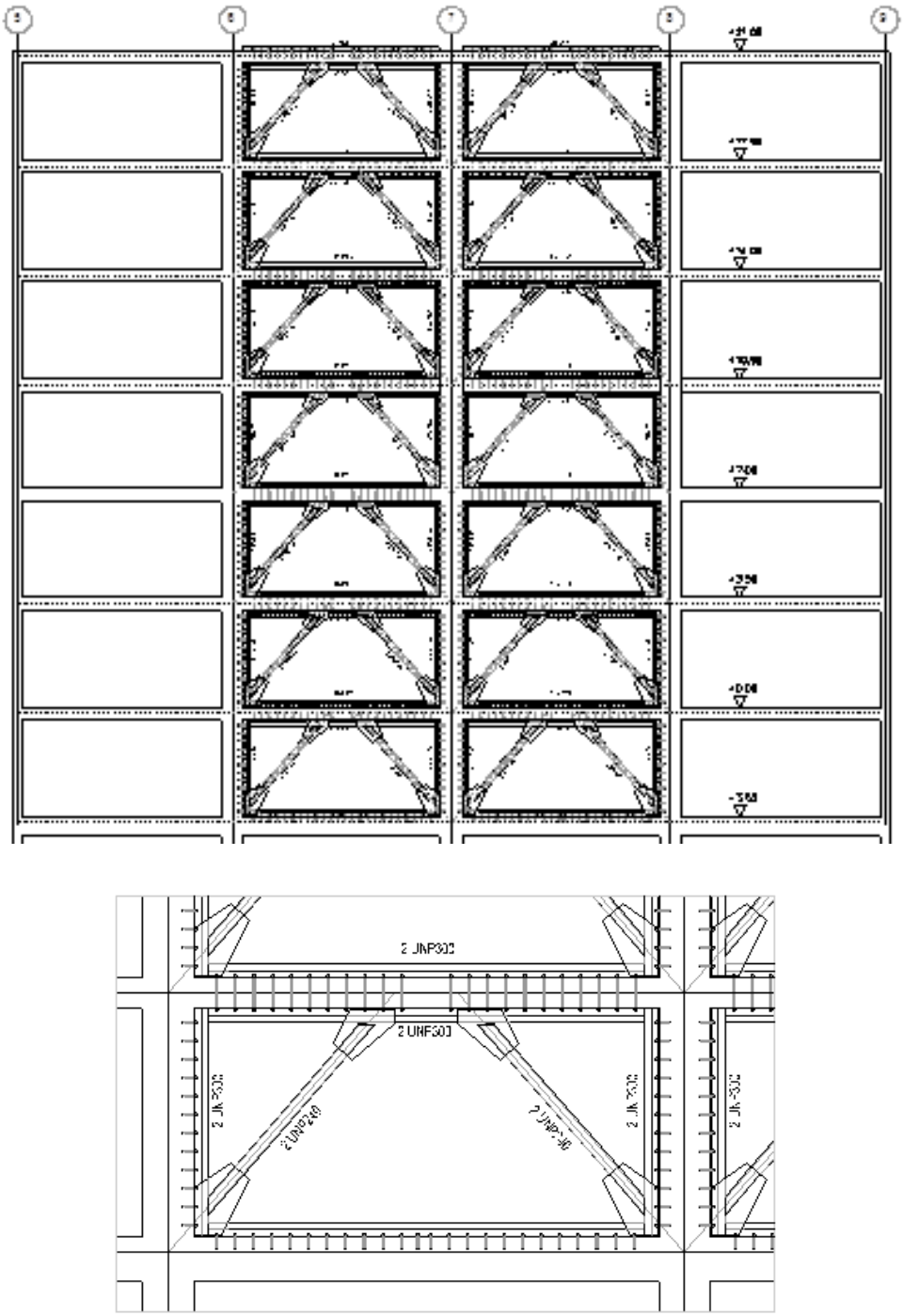
$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)}$

$u_{xN1}^{(p)}$ = 0.0571 x 22.45x 0.179 = 0.23 m

Binanın +X yönünde tepe yerdeğiştirme istemi olan 0.230 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır.

5.4.4 Dışmerkez çelik çaprazlar

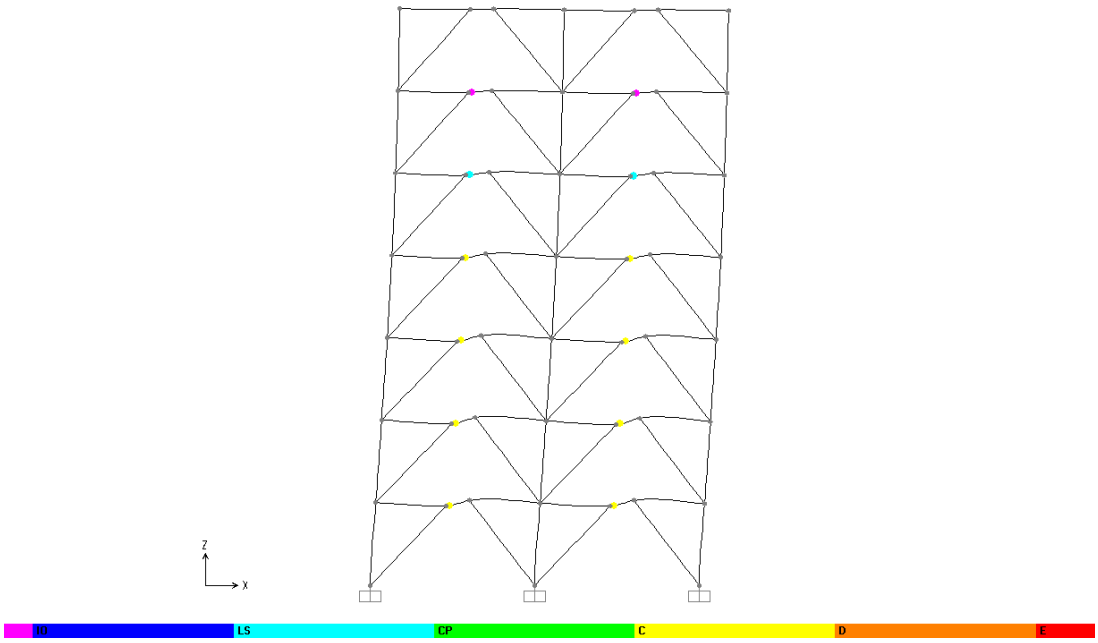
Yapının en dış iki aksına ters V dış merkez çelik çaprazlar eklenerek binanın güçlendirilmesi hedeflenmiştir. Çelik çaprazların betonarme elemanlarla beraber çalışabilmesi için kiriş ve kolon yüzlerine önce 2XU300 profiller ankrajlanmıştır. Çapraz kesiti olarak 2XU240 profil kullanılmış olup bu profiller kolon ve kiriş yüzlerinde bulunan profillere plaka yardımıyla bağlanmıştır. Şekil 5.8 de A-D aks görünüşleri verilmiştir.



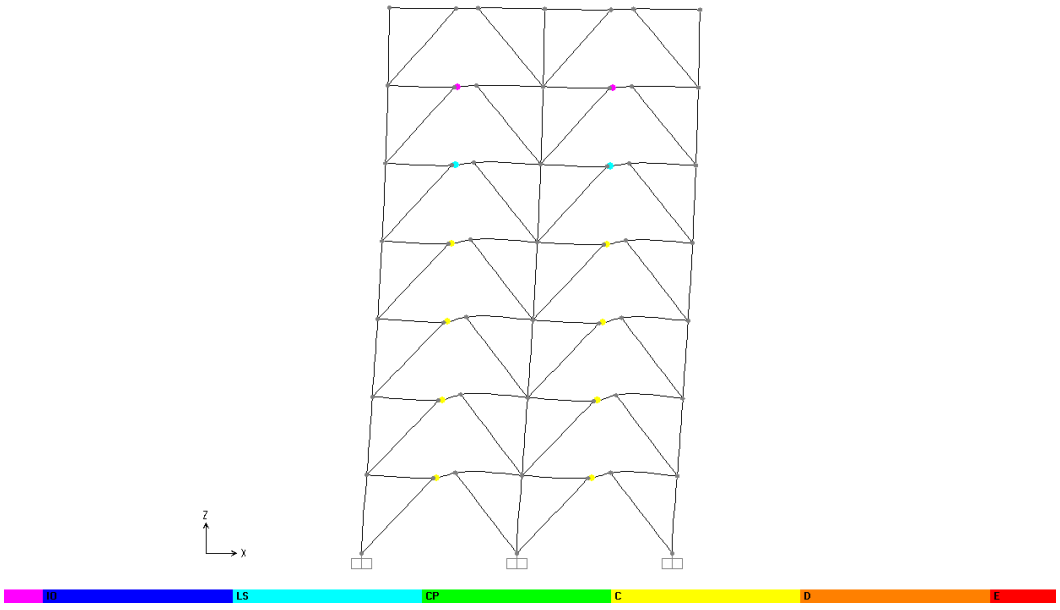
Şekil 5.9 : A-D aks görünüşleri.

5.4.5 Analiz sonrası dış merkezçelik çaprazların hasar seviyesi

Analiz sonrası çelik çaprazların performans seviyelerine göre hasar durumları Şekil 5.10 ve Şekil 5.11 de gösterilmiştir.



Şekil 5.10 : D aksı dış-merkez çelik çapraz hasar aralıkları.



Şekil 5.11 : A aksı dış-merkez çelik çapraz hasar aralıkları.

Şekil 5.10 ve Şekil 5.11'de geçen aralıklar;

A-B : Doğrusal elastik davranış bölgesi

B-IO : Elastik ötesi-hemen kullanım seviyesi aralığı

IO-LS : Hemen kullanım-can güvenliği seviyesi aralığı

LS-CP : Can güvenliği-göçmenin önlenmesi seviye aralığı

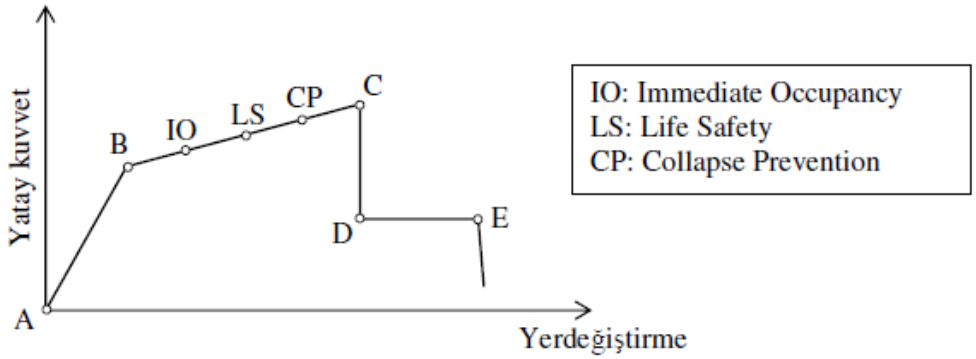
CP-C : Göçmenin önlenmesi-göçme sınırı aralığı

C-D : Gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık

D-E : Göçme Bölgesi

>E : Tamamen göçme noktası

olarak tanımlanmaktadır. Bu aralıklar bir kapasite eğrisi üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 5.12 : Kapasite eğrisi üzerinde performans aralıkları

5.4.6 Dış merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş betonarme yapının performans durumu

5.4.6.1 Betonarme kolonlar

Çizelge 5.15 : Betonarme kolonların hasar yüzdeleri.

50 Yılda Aşılma Olasılığı %10									
Kat NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
4k	12	2				17%			
3k	12	2				17%			
2K	12	2				17%			
1K	12		12			0%	100%		
TOPLAM	48	6	12			13%	25%		

5.4.6.2 Betonarme kirişler

Çizelge 5.16 : Betonarme kirişlerin hasar yüzdeleri

		50 Yılda Aşılma Olasılığı %10							
Kat NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
7K	16	4				25%			
6K	16	16				100%			
5K	16	5	11			31%	69%		
4K	16		16			0%	100%		
3K	16		16			0%	100%		
2K	16		16			0%	100%		
1K	16		16			0%	100%		
TOPLAM	112	25	75	0	0	22%	67%		

Tasarım depremi altında +X deprem doğrultusunda yapılan itme analizi sonucunda, taşıyıcı sistemin deprem performansı Can Güvenliği (CG)'ni sağlamaktadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla önerilen doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılarak mevcut betonarme bir yapının deprem performansı belirlenmiştir. Can güvenliğini sağlamayan bu betonarme yapı iki farklı çelik çapraz tipi ile güçlendirilmiş, yapılan çalışmaların sonuçları irdelenmiş ve karşılaştırılmıştır.

Taşıyıcı sistem modelinin sayısal incelemeleri ile elde edilen başlıca sonuç ve karşılaştırmalar aşağıda özetlenmiştir.

i. Tez çalışmasında incelenen betonarme yapının X doğrultusunda deplasman talebi çok fazla olduğu için bu doğrultuda belirlenen deprem performansı can güvenliğini sağlamamaktadır. Bir doğrultuda narin olan bu betonarme yapının çelik çaprazlar ile güçlendirilebileceği tezin kapsamında gösterilmiştir. Güçlendirme yöntemi olarak merkezi çaprazlı ve dış merkez çaprazlı olmak üzere iki farklı çelik çerçeve kullanılmıştır. İki farklı çelik çerçeve ile yapılan güçlendirme sonucunda mevcut betonarme yapının deprem performansı can güvenliği seviyesine yükseltilmiştir.

ii. Mevcut betonarme yapıların konvansiyonel betonarme güçlendirme yöntemlerine alternatif olarak çelik çerçeveler ile güçlendirilebileceği sonucuna varılmıştır. Özellikle faaliyetin durmaması gereken okul veya fabrika benzeri yapılarda bu güçlendirme yöntemi ile faaliyete ara vermeden daha hızlı ve ekonomik çözümler üretilebilir. Ayrıca istenilen mimari fonksiyonlara en uygun çelik çapraz çeşitlemeleri yapılabilir.

iii. Mevcut betonarme yapıya entegre olan çelik çerçevelerin yatay yükler altında betonarme ile birlikte çalışabilmesi için bağlantı noktalarına özen gösterilmelidir. Gerekliyse, çelik elemanların bağlandığı betonarme kolonlara ince bir betonarme manto uygulaması yapılabilir. Çelik çerçeve, betonarme

çerçevenin içine veya dışana entegre olacak şekilde tasarlanabilir. Dışmerkezli çelik çaprazlı çerçevenin bağ kirişinin yatay yükler altında plastik dönme yapabilmesi için betonarme kirişe hemyüz olmaması gerekmektedir. Bu sebepten ötürü dışmerkezli çaprazlı çerçevenin öngörülen şekilde çalışabilmesi için gerekli tedbirler alınmalıdır.

iv. Mevcut betonarme yapı içerisindeki kolon ve kirişlerden gevrek olarak hasar alacak elemanların kesinlikle güçlendirilmesi gerekmektedir. Çelik çerçeveler ile güçlendirmeden sonra bile üzerindeki aşırı normal kuvvetten dolayı göçme bölgesine geçen kolonlar için de güçlendirme önlemi alınmadır. Ayrıca mevcut betonarme yapı içerisindeki döşeme veya kiriş düzensizliklerinin giderilmesi gerekmektedir.

v. İki farklı çelik çerçeve ile yapılan analizler sonucunda merkezi çelik çaprazlı sistemin deprem performansının dışmerkez çelik çaprazlı sisteme göre daha iyi olduğu gözlenmiştir. Daha küçük kesitler ile tasarlanan merkezi çelik çaprazlı çerçevenin deplasman talebini daha fazla azalttığı görülmektedir. Her iki güçlendirme yönteminde de deprem enerjisi çelik çerçevelerde sönümlenmiştir. Yapıya sonradan entegre edilen çelik çerçevelerin, deprem sonrasında sökülerek yenilenmesi mümkündür.

vi. Bu çalışmada tasarlanan ve sayısal incelemeleri yapılan çelik çerçeve tipleri çeşitlendirilerek benzer sayısal incelemeler gerçekleştirilebilir ve bu tez çalışmanın konusu genişletilebilir.

KAYNAKLAR

[1] **Fajfar, P. and Krawinkler, H.,** 1997. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Prooceedings of International Workshop held in Bled (Slovenia), Balkema, The Netherlands.

[2] **Priestley, M.J.N.,** 2000, Performance Based Seismic Design, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, January-February 2000.

[3] **Beskos, D.E. and Anagnostopoulos, S.A.,** Computer analysis and design of earthquake resistant structures - a handbook, CMP, (1997).

[4] **Mwafy, A.M. and Elnashai, A.S.,** "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings", Engineering Structures, (2001) 23, p.407.

[5] **Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.,** "Pross and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, (1998), p.452.

[6] **Celep, Z., Kumbasar, N.,** 2001. Yapı Dinamiği, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[7] **Celep, Z.,** 2008. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[8] **Comartin C.D.,** "ATC-55: Evaluation and improvement of inelastic seismic analysis procedures", 10th US-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, Hawaii, (2003), p.227.

[9] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, *www.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[10] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.

[11] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

[12] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

[13] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

[14] **ASCE 41-06**, 2007. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, California.

[15] **European Committee for Standardization,** 2004. Design of Structures for Earthquake Resistance-Assessment and Retrofitting of Buildings, Eurocode 8-3.

[16] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[17] **Chopra, A.K.**, 2000. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.

[18] **Newmark, N.M.**, 1959. A Method of Computation for Structural Dyanamics, *Journal of the Engineering Mechanics Divisi*on (*ASCE)*, 85, 67-94.

[19] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[20] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[21] **Mander, J.B., Priestley**, **M.J.N., Park, R.** 1988. Theoretical Stress-Strain Confined Concrete, *Journal of Structural Division (ASCE)*, 114(8), 1804-1826.

[22] **Çakıroğlu, A., Özer, E., 1980.** Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul.

[23] **Aydınoğlu, N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H., 2009.** Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar Ve Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

[24] **Celep, Z.**, **Kumbasar N.,** 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[25] **Ersoy, U.**, **Özcebe G., 2001**. Betonarme: Temel İlkeler TS-500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) Göre Hesap, Evrim Yayınevi, İstanbul.

[26] **Fahjan, M. Y., Özdemir, Z.,** 2007. Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumlarına Uygun Olarak Zaman ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim.

[27] **Naeim F., Kelly J. M.,** 1999 Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley & Sons

[28] **Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center**, PEER Strong Motion Database, http://peer.berkeley.edu/smcat/, 2006.

[29] **TS-500**, 2000. Betoarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[30] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[31] **SAP 2000**, 2005. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[32] **XTRACT**, 2001, Section Analysis Program, Imbsen Software Systems.



ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Ali Erdem KULAK

Doğum Yeri ve Tarihi: Şişli, 07.03.1984

E-Posta: alierdemkulak@gmail.com

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi